



TRICALC 2025

Manual de normativas



© Graitec. Reservados todos los derechos. Prohibida la reproducción total o parcial de este manual, aun citando su procedencia.

Puede contactar con soporte técnico en:

support.arktec@graitec.com

(+34) 915561992

Índice

1	España.....	13
1.1	Introducción	13
1.1.1	Resistencia al fuego de la estructura	13
1.2	Normas NCSE-94 y NCSE-02	13
1.2.1	Tipos de Carga: Cargas sísmicas.....	13
1.2.2	Criterios constructivos adoptados por la norma sismorresistente NCSE-94	15
1.2.3	Criterios constructivos adoptados por la norma sismorresistente NCSE-02	18
1.2.4	Cargas sísmicas	21
1.3	Norma NBE AE-88	24
1.3.1	Tipos de Carga: Cargas de Viento	24
1.4	Norma EH-91.....	24
1.4.1	EH-91: Hipótesis y combinaciones de cargas.....	25
1.4.2	Cálculo del armado de barras.....	28
1.4.3	Ménsulas cortas de hormigón armado	32
1.4.4	Cálculo de zapatas: cálculo estructural del cimiento	34
1.4.5	Muros de sótano	36
1.4.6	Forjados reticulares y forjados de losa maciza	36
1.4.7	Fichas de forjados reticulares.....	36
1.4.8	Armado de muros resistentes de hormigón.....	39
1.5	Norma EHE (1998).....	41
1.5.1	EHE: Hipótesis de cargas	41
1.5.2	EHE: Combinación de acciones realizadas por <i>Tricalc</i>	45
1.5.3	Materiales	77
1.5.4	Modelización de la estructura	80
1.5.5	Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales	81
1.5.6	Estado Límite de Inestabilidad.....	81
1.5.7	Estado Límite de Agotamiento frente a cortante	83
1.5.8	Estado Límite de agotamiento por Torsión en elementos lineales	86
1.5.9	Estado Límite de Punzonamiento.....	88
1.5.10	Estado Límite de Fisuración	90
1.5.11	Estado Límite de Deformación.....	92
1.5.12	Elementos de cimentación	93
1.5.13	Armado de muros resistentes de hormigón.....	94
1.5.14	Capacidad resistente de los nudos.....	94
1.5.15	Ménsulas Cortas	96
1.6	Norma EFHE (2002)	97
1.6.1	Fichas de Forjados	97
1.6.2	Opciones de cálculo.....	99
1.6.3	Consideraciones sobre el cálculo	100
1.6.4	Armado de negativos en forjados de viguetas	100
1.7	Norma EHE-08	103

1.7.1	EHE-08: Hipótesis de cargas	104
1.7.2	EHE-08: Combinación de acciones realizadas por <i>Tricalc</i>	106
1.7.3	Materiales	126
1.7.4	Modelización de la estructura	131
1.7.5	Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales	132
1.7.6	Estado Límite de Agotamiento frente a cortante	135
1.7.7	Estado Límite de agotamiento por Torsión en elementos lineales	139
1.7.8	Estado Límite de Punzonamiento	141
1.7.9	Estado Límite de Fisuración	144
1.7.10	Estado Límite de Deformación.....	145
1.7.11	Elementos de cimentación	146
1.7.12	Armado de muros resistentes de hormigón.....	147
1.7.13	Cuantía mínima en muros según EHE-08.....	148
1.7.14	Capacidad resistente de los nudos.....	149
1.7.15	Forjados unidireccionales con viguetas o losas alveolares prefabricadas	152
1.7.16	Resistencia al fuego	160
1.8	Norma NBE EA-95	160
1.8.1	Planteamiento	160
1.8.2	Estado Límite de Equilibrio	160
1.8.3	Estado Límite de Agotamiento o Rotura	160
1.8.4	Pandeo	161
1.8.5	Estado Límite de Deformación	161
1.8.6	Pandeo Lateral	162
1.8.7	Abolladura del Alma	162
1.8.8	Combinación de acciones realizadas por <i>Tricalc</i>	162
1.8.9	Listado de comprobación Completo.....	173
1.8.10	Retocar pandeo.....	174
1.8.11	Tipos de acero laminado según NBE-EA95	174
1.8.12	Perfiles conformados: NBE EA-95 parte 4	174
1.9	Norma CTE	186
1.10	Norma CTE DB-SE	186
1.10.1	Análisis estructural y del dimensionado	186
1.10.2	Capacidad portante (Estados Límite Últimos)	187
1.10.3	Aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio)	190
1.11	Norma CTE DB SE-AE.....	191
1.11.1	Acciones permanentes	191
1.11.2	Acciones variables	191
1.12	Norma CTE DB SE-A	204
1.12.1	Coefficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia	204
1.12.2	Materiales	204
1.12.3	Análisis estructural.....	206
1.12.4	Estabilidad lateral global.....	211
1.12.5	Estados Límite Últimos	212
1.13	Norma CTE DB SE-C.....	226
1.13.1	Bases de cálculo	226
1.13.2	Cimentaciones directas.....	228
1.13.3	Cimentaciones profundas.....	231
1.13.4	Elementos de contención	235
1.13.5	Interacción suelo – estructura	240
1.14	Norma CTE DB SE-F	241
1.15	Norma CTE DB SE-M.....	241
1.16	Norma CTE DB SI.....	242

1.16.1	Generalidades.....	242
1.16.2	Determinación de los efectos de las acciones durante el incendio	242
1.16.3	Determinación de la resistencia al fuego	243
1.17	Norma EAE (2011).....	252
1.18	Norma Código Estructural (2021)	252
1.18.1	Bases de cálculo	253
1.18.2	Acciones.....	253
1.18.3	Estructuras de hormigón.....	253
1.18.4	Estructuras de acero	254
1.18.5	Estructuras mixtas de hormigón y acero	254
2	Eurocódigos Estructurales	255
2.1	Introducción	255
2.2	Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras	256
2.2.1	Situaciones de proyecto	256
2.2.2	Estados Límite Últimos	257
2.2.3	Estados Límite de Servicio	258
2.2.4	Coeficientes de seguridad y de combinación de las acciones.....	258
2.3	Eurocódigo 1: Acciones en estructuras	261
2.3.1	Peso propio	261
2.3.2	Sobrecargas de uso	262
2.3.3	Viento	262
2.4	Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón	275
2.4.1	Bases de cálculo	276
2.4.2	Materiales	277
2.4.3	Durabilidad y recubrimiento de la armadura	280
2.4.4	Análisis Estructural.....	283
2.4.5	Comprobación de los Estados Límite Últimos	287
2.4.6	Comprobación de los Estados Límite de Servicio	295
2.4.7	Detalles de las armaduras	299
2.4.8	Regiones con discontinuidad.....	306
2.4.9	Resistencia al fuego	308
2.5	Eurocódigo 3 y EAE: Proyecto de estructuras metálicas.....	319
2.5.1	Bases de Cálculo	319
2.5.2	Materiales	320
2.5.3	Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia	325
2.5.4	Análisis estructural y cálculo de la sollicitaciones	325
2.5.5	Estados límite de utilización	326
2.5.6	Estados límite últimos	326
2.5.7	Clasificación de las secciones	327
2.5.8	Sección eficaz de perfiles abiertos conformados en frío	331
2.5.9	Resistencia de las secciones	332
2.5.10	Resistencia al fuego	349
2.6	Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas	355
2.6.1	Forjados unidireccionales de chapa.....	355
2.6.2	Vigas mixtas.....	362
2.7	Eurocódigo 5 y CTE DB SE-M: Proyecto de estructuras de madera	368
2.7.1	Cálculo de esfuerzos	368
2.7.2	Estados límite últimos (E.L.U.)	368
2.7.3	Estados límite de servicio (E.L.S.).....	370
2.7.4	Estabilidad de las piezas: Pandeo por flexión y compresión combinadas	371
2.7.5	Estabilidad de las piezas: Vuelco lateral de vigas.....	373
2.7.6	Cálculo bajo la acción del fuego	374

2.7.7	Clases resistentes de madera	376
2.7.8	Valores de cálculo de las propiedades del material.....	380
2.8	Eurocódigo 6 y CTE DB SE-F: Proyecto de Estructuras de Fábrica.....	381
2.8.1	Propiedades de muros de fábrica	382
2.8.2	Materiales	386
2.8.3	Cálculo de la fábrica no armada.....	388
2.8.4	Cálculo de la fábrica armada.....	393
2.8.5	Cálculo de la fábrica confinada	396
2.8.6	Dinteles.....	397
2.8.7	Cargas concentradas	399
2.8.8	Rozas y Rebajes.....	399
2.8.9	Requerimientos constructivos de la norma sismorresistente española NCSE-02 referentes a muros de fábrica.....	400
2.8.10	Resistencia al fuego de las fábricas	401
2.9	Eurocódigo 7. Proyecto geotécnico	401
2.9.1	Bases del proyecto geotécnico	402
2.9.2	Estados Límite Últimos, ELU (ULS por sus siglas en inglés).....	405
2.9.3	Estados Límite de Servicio, ELS (SLS por sus siglas en inglés)	406
2.9.4	Cimentaciones directas.....	406
2.9.5	Cimentaciones por pilotes.....	410
2.9.6	Estructuras de contención.....	413
2.10	Eurocódigo 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes	416
2.10.1	Requerimientos	416
2.10.2	Tipos de terreno	417
2.10.3	Acción sísmica.....	418
2.10.4	Análisis estructural.....	427
2.10.5	Criterios constructivos adoptados por la EN 1998-1.....	428
2.10.6	Reglas específicas para edificios de hormigón	429
2.10.7	Armados de elementos de Cimentación.....	435
2.10.8	Reglas específicas para estructuras de fábrica.....	435
2.10.9	Espectros para sismo genérico de acuerdo con NP EN 1998-1:2010 + NA	437
2.11	Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio.....	441
2.11.1	Bases de Cálculo	441
2.11.2	Materiales	441
2.11.3	Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia	444
2.11.4	Análisis estructural y cálculo de la sollicitaciones	444
2.11.5	Estados límite de utilización.....	445
2.11.6	Estados límite últimos	446
2.11.7	Clasificación de las secciones	446
3	México	467
3.1	Introducción	467
3.2	Disposiciones generales.....	467
3.3	Resistencia al fuego de la estructura.....	468
3.4	Criterios de diseño estructural	468
3.4.1	Estados límites.....	468
3.4.2	Clasificación de las acciones.....	469
3.4.3	Combinaciones de sollicitaciones realizadas.....	471
3.4.4	Factores de carga.....	483
3.5	Diseño por Sismo.....	484
3.5.1	Consideraciones generales	484
3.5.2	Opciones a definir	484
3.5.3	Espectro elástico para diseño sísmico	486

3.5.4	Espectro de cálculo para diseño sísmico	487
3.5.5	Efectos de torsión	488
3.5.6	Análisis modal	489
3.5.7	Revisión por cortante basal.....	490
3.5.8	Aspectos no contemplados o no comprobados automáticamente	490
3.6	Diseño por Viento.....	490
3.6.1	Método Estático de Diseño por Viento.....	490
3.7	Diseño y Construcción de Estructuras de Cimentaciones	494
3.7.1	Verificación de la seguridad de cimentaciones.....	494
3.7.2	Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)	495
3.7.3	Cimentaciones con Pilotes o Pilas	496
3.7.4	Muros de contención	497
3.8	Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto	497
3.8.1	Consideraciones generales	497
3.8.2	Criterios de diseño	497
3.8.3	Efectos de esbeltez (pandeo)	498
3.8.4	Materiales	499
3.8.5	Estados límites de falla	501
3.8.6	Estados límite de servicio	508
3.8.7	Requisitos complementarios	510
3.8.8	Disposiciones complementarias por ductilidad	513
3.8.9	Diseño de estructuras de ductilidad baja.....	514
3.8.10	Diseño de estructuras de ductilidad media.....	518
3.8.11	Diseño de estructuras de ductilidad alta	521
3.8.12	Casos en los que no aplica la teoría general de flexión	524
3.8.13	Concreto simple (concreto en masa).....	526
3.8.14	Método de puntales y tensores	526
3.9	Diseño y Construcción de Estructuras de Acero	528
3.9.1	Materiales	528
3.9.2	Tipos de estructura y métodos de análisis.....	528
3.9.3	Análisis y diseño de elementos y sistemas estructurales.....	529
3.9.4	Propiedades geométricas	532
3.9.5	Resistencia.....	535
3.9.6	Secciones compuestas	547
3.9.7	Marcos dúctiles	547
3.10	Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería	551
3.10.1	Materiales para mampostería.....	552
3.10.2	Mampostería.....	552
3.10.3	Especificaciones Generales de Análisis y Diseño	554
3.10.4	Análisis por cargas verticales	556
3.10.5	Detallado de Refuerzos.....	557
3.10.6	Resistencia a compresión y a flexocompresión.....	558
3.10.7	Resistencia a cargas laterales	558
3.10.8	Mampostería reforzada interiormente	559
3.10.9	Mampostería de piedras naturales	561
3.11	Comisión Federal de Electricidad 2008. Diseño por Viento	563
3.11.1	Clasificación de las estructuras según su importancia.....	563
3.11.2	Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento	563
3.11.3	Presión actuante sobre una construcción determinada, p_z	564
3.11.4	Determinación de la velocidad básica de diseño, V_D	564
3.11.5	Categorías de terrenos y clases de estructuras	564
3.11.6	Mapas de isotacas. Velocidad regional V_R	564

3.11.7	Factor de exposición, F_{rz}	565
3.11.8	Análisis estático	569
3.11.9	Fuerzas en miembros estructurales aislados	570
3.12	Comisión Federal de Electricidad 2008. Diseño por Sismo	573
3.12.1	Ubicación de la estructura	573
3.12.2	Clasificación de las estructuras	577
3.12.3	Espectros de diseño	580
3.12.4	Estructuras Tipo 1: Estructuras de Edificios	581
3.12.5	Estructuras Tipo 3: Muros de retención	586
3.12.6	Estructuras Tipo 6: Estructuras Industriales	587
3.12.7	Opciones definibles en el programa	587
3.13	Glosario y equivalencias entre términos técnicos y normativas de México D.F. y de España	589
4	Argentina	592
4.1	Introducción	592
4.2	Reglamentos de cargas	592
4.2.1	CIRSOC 102-1982. Acción del viento sobre las construcciones	592
4.3	INPRES-CIRSOC 103-1991. Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes	600
4.3.1	Parte I. Construcciones en general	600
4.3.2	Parte II. Construcciones de hormigón armado y hormigón pretensado	608
4.4	CIRSOC 105-1982. Superposición de acciones (combinación de estados de carga)	613
4.4.1	Clasificación de las acciones	613
4.4.2	Valores representativos de las acciones	614
4.4.3	Superposición de acciones	615
4.5	CIRSOC 201-1982. Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado	624
4.5.1	Materiales	624
4.5.2	Principios para la determinación de las solicitaciones	626
4.6	CIRSOC 201-2005. Estructuras de Hormigón	640
4.6.1	Durabilidad	640
4.6.2	Materiales	642
4.6.3	Especificaciones especiales para diseño sismorresistente	644
4.6.4	Otras diferencias con ACI 318M-11	644
4.7	CIRSOC 301-1982 Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Acero para Edificios y CIRSOC 302-1982 Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero.	644
4.7.1	Aceros de uso estructural	644
4.8	Resistencia al fuego de la estructura	652
5	AISC 360-16 y AISI S100-16	653
5.1	Introducción	653
5.1.1	Resistencia al fuego de la estructura	653
5.1.2	Materiales	653
5.1.3	Tipos de Cargas	654
5.1.4	Aplicaciones sísmicas	656
5.2	ANSI/AISC 360-16	657
5.2.1	Comprobación y revisión de barras de acero	657
5.2.2	Comprobación y revisión de vigas mixtas de acero y hormigón	663
5.3	AISI S100-16	668
5.3.1	Comprobación y revisión de barras de acero conformado	668
5.3.2	Incremento del límite elástico y la resistencia por el conformado	668
5.3.3	Límites dimensionales	668
5.3.4	Sección efectiva	668

5.3.5	Elementos sometidos a tracción.....	669
5.3.6	Elementos sometidos a compresión centrada	669
5.3.7	Elementos sometidos a flexión.....	670
5.3.8	Comprobación a cortante.....	672
5.3.9	Esfuerzos combinados	672
6	ACI 318M-11.....	675
6.1	Introducción	675
6.1.1	Sistema de Unidades y Nomenclatura	676
6.2	Materiales.....	678
6.3	Tipos de Cargas.....	678
6.4	Detalles de los refuerzos	681
6.4.1	Distancia entre refuerzos.....	681
6.4.2	Armadura de retracción y temperatura	681
6.5	Análisis y cálculo. Consideraciones generales.....	681
6.5.1	Redistribución de momentos negativos en vigas	681
6.5.2	Módulos de elasticidad	681
6.6	Requerimientos de resistencia y utilidad	682
6.6.1	Resistencia de diseño	682
6.6.2	Resistencia de diseño de las armaduras	683
6.6.3	Control de flechas	683
6.7	Flexión y cargas axiales	684
6.7.1	Dominios de deformación y diagramas tensión – deformación.....	684
6.7.2	Principios generales	684
6.7.3	Limitación de la fisuración.....	685
6.7.4	Armadura de piel	685
6.7.5	Límites de la armadura en elementos comprimidos	685
6.7.6	Esbeltez ("slenderness") de elementos comprimidos	686
6.8	Cortante y torsión.....	690
6.8.1	Esfuerzo cortante	690
6.9	Anclajes y empalmes de armaduras.....	697
6.9.1	Anclaje de refuerzos – General	697
6.9.2	Desarrollo de redondos traccionados	697
6.10	Losas en dos direcciones	700
6.10.1	Refuerzos de losa	700
6.10.2	Procedimientos de diseño y cálculo	701
6.11	Muros resistentes de hormigón armado.....	701
6.11.1	Armadura mínima de refuerzo	701
6.12	Zapatas	702
6.12.1	Momentos en zapatas	702
6.12.2	Cortante en zapatas	702
6.13	Prescripciones especiales para cálculo sísmico	702
6.13.1	Requisitos especiales (SDC D, E o F)	703
6.13.2	Requisitos intermedios (SDC C)	706
6.14	Hormigón en masa estructural.....	708
6.14.1	Método de cálculo.....	708
6.14.2	Zapatas.....	708
6.15	Resistencia al fuego.....	709
6.15.1	Generalidades.....	709
6.15.2	Soportes.....	709
6.15.3	Muros resistentes de hormigón armado	709
6.15.4	Vigas.....	710
6.15.5	Losas macizas	710

6.15.6	Losas nervadas.....	711
6.15.7	Capas protectoras.....	711
7	AF&PA/ASCE Standard 16-95	714
7.1	Introducción	714
7.2	Materiales.....	714
7.2.1	Madera aserrada	714
7.2.2	Madera laminada encolada.....	715
7.3	Tipos de Cargas	715
7.4	Propiedades del material	715
7.4.1	Valores característicos	715
7.4.2	Valores de cálculo	715
7.5	Acciones de cálculo.....	717
7.6	Estado límite de servicio	717
7.6.1	Cálculo de flechas	717
7.7	Estados límite últimos	718
7.7.1	Comprobación a flexotracción.....	718
7.7.2	Comprobación a flexocompresión	718
7.7.3	Comprobación a cortante y torsión	718
7.7.4	Barras de inercia variable.....	719
7.7.5	Barras curvas o con intradós curvo	719
7.8	Estabilidad de piezas	719
7.8.1	Cálculo de los factores de pandeo y vuelco lateral	719
7.9	Estabilidad estructural frente al fuego	721
7.9.1	Generalidades.....	721
7.9.2	Acciones de incendio	722
7.9.3	Carbonización de la madera	722
7.9.4	Comprobación por el método de la sección reducida	722
7.10	Listados de Comprobación de barras de madera.....	722
7.10.1	Listado Resumido de Comprobación de Secciones.....	722
7.10.2	Listado Completo de Comprobación de Secciones.....	723
7.11	Listados y gráficas de barras de madera.....	724
8	Portugal.....	726
8.1	Introducción	726
8.2	RSA (Reglamento de Seguridad y Acciones para Estructuras de Edificios y Puentes).	726
8.2.1	Sistema de unidades	726
8.2.2	Estados límites.....	727
8.2.3	Clasificación de las acciones.....	727
8.2.4	Criterios de cuantificación de acciones.....	728
8.2.5	Valores de cálculo para las acciones	730
8.2.6	Combinación de acciones	730
8.2.7	Acción del viento	733
8.2.8	Acción del sismo	734
8.3	REBAP: Reglamento de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado (Decreto Ley nº349-C/83 de 30 de Julio).	741
8.3.1	Materiales y sus propiedades.....	741
9	Chile	750
9.1	Introducción	750
9.1.1	Resistencia al fuego de la estructura	750
9.2	Materiales.....	750
9.2.1	Norma NCh170 Of.1985 Hormigón - Requisitos Generales	750
9.2.2	Norma NCh204 Acero. Barras laminadas en caliente para hormigón armado	751

9.2.3	Norma NCh203 Acero para construcción estructural, requisitos de calidad estructural ...	752
9.3	Decreto Supremo N° 60 (V. y U.) de 2011. Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado	752
9.3.1	Recubrimiento de las armaduras	752
9.3.2	Refuerzo transversal para elementos comprimidos	753
9.3.3	Prescripciones especiales para cálculo sísmico	753
9.4	Norma NCh432.Of71. Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.....	754
9.4.1	Presión básica del viento	754
9.4.2	Factor de forma. Coeficiente de presión/succión	755
9.5	Norma NCh433 Of.1996 mod.2009 + D.S. N° 61 (V. y U.), 2011. Diseño Sísmico de Edificios.....	756
9.5.1	Disposiciones de aplicación general	756
9.5.2	Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis	759
9.5.3	Métodos de análisis.....	761
9.5.4	Sismo tipo Genérico y Normativa Chilena.....	762
9.5.5	Diseño y construcción de cimentaciones (fundaciones)	767
10	Perú	769
10.1	Norma Técnica de Edificación E.030 Comité Técnico Permanente NTE E.030 Diseño Sismorresistente.....	769
10.1.1	Definición de los espectros de respuesta.....	769
11	Costa Rica	774
11.1	Código Sísmico de Costa Rica 2002 (CSCR-2002)	774
11.1.1	Zonas Sísmicas	774
11.1.2	Tipos de Terreno (Sitios de cimentación)	774
11.1.3	Severidad sísmica	775
11.1.4	Factor de importancia I	776
11.1.5	Ductilidad Global Asignada, μ	776
11.1.6	Coeficiente Sísmico, C	777
11.1.7	Espectros de Respuesta, FED.....	779
11.1.8	Carga gravitatoria participante	779
12	Ecuador	780
12.1	Código Sísmico CPE INEN 5	780
12.1.1	Zonas Sísmicas. Factor de Zona	780
12.1.2	Tipos de Terreno.....	780
12.1.3	Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm	780
12.1.4	Factor de importancia "I"	780
12.1.5	Factor de reducción de resistencia sísmica "R"	781
12.1.6	Coeficientes de configuración en planta	782
12.1.7	Coeficientes de configuración en elevación.....	783
12.1.8	Procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas	786
12.1.9	Efectos PDelta	786
12.1.10	Espectros de Respuesta	786
12.1.11	Carga gravitatoria participante	787
12.1.12	Efectos combinados de viento y sismo	787
12.1.13	Un ejemplo	788
13	Venezuela	789
13.1	Código Sísmico Convenin 1756-1:2001.....	789
13.1.1	Guía de aplicación y fundamentos básico	789
13.1.2	Zonificación sísmica	789
13.1.3	Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación	790
14	Colombia	796
14.1	Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)	796

14.1.1	Introducción.....	796
14.1.2	Acción del sismo	796
14.1.3	Cargas	806
14.1.4	Estructuras de hormigón.....	806
14.1.5	Estructuras de mampostería (Muros de fábrica)	806
15	República Dominicana	817
15.1	Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras. República Dominicana. Noviembre 2010. 817	
15.1.1	Zonificación sísmica	817
16	Italia	827
16.1	Norma Sísmica Italiana NTC 1401 2008	827
16.1.1	Acción sísmica.....	827
17	Argelia.....	837
17.1	Reglas antisísmicas argelinas RPA 99 / Versión 2003	837
17.1.1	Criterios de clasificación.....	837
17.1.2	Masas intervinientes en el cálculo.....	838
17.1.3	Método de cálculo dinámico modal – espectral.....	838
17.1.4	Uso de los espectros suministrados con el programa	841
18	Brasil	843
18.1	Introducción	843
18.2	ABNT NBR 6118:2014: Proyecto de estructuras de hormigón – Procedimiento.....	843
18.2.1	Estados limites.....	843
18.2.2	Clasificación de las acciones	843
18.2.3	Combinaciones de esfuerzos realizados	845
18.2.4	Carga del viento (NBR-6123-1988).....	846
18.2.5	Carga de sismo	849
18.2.6	Materiales y sus propiedades.....	850
18.2.7	Flexión	853
18.2.8	Compresión – pandeo	853
18.2.9	Torsión.....	855
18.2.10	Esfuerzo cortante	856
18.2.11	Solicitaciones combinadas	858
18.2.12	Punzonamiento	858
18.2.13	Verificación de la seguridad: estados limites de uso	859
18.2.14	Disposiciones constructivas.....	860
18.2.15	Vigas.....	861
18.2.16	Pilares.....	861
18.2.17	Losas	862
18.2.18	Zapatas	862
18.2.19	Hormigón en masa	862
18.3	ABNT NBR 8800:2008: Proyecto de estructuras de acero y de estructuras mixtas de acero y hormigón de edificios.....	863
18.3.1	Introducción.....	863
18.3.2	Campo de aplicación	863
18.3.3	Materiales	863
18.3.4	Cargas	864
18.3.5	Resistencia.....	866
18.3.6	Estabilidad y análisis estructural	866
18.3.7	Condiciones específicas para el dimensionamiento de elementos de acero	869
18.3.8	Barras prismáticas en tracción	873

18.3.9	Barras prismáticas en compresión	873
18.3.10	Barras prismáticas sometidas a flexión	874
18.3.11	Barras prismáticas sometidas a cortante.....	876
18.3.12	Barras prismáticas sometidas a esfuerzos combinados	877
18.3.13	Barras sometidas a torsión, axil, flexión y cortante	878
18.3.14	Deformaciones máximas admisibles	879
18.4	ABNT NBR 14762:2010: Dimensionamiento de estructuras de acero constituidas por perfiles conformados en frío.....	880
18.4.1	Introducción.....	880
18.4.2	Campo de aplicación	881
18.4.3	Materiales	881
18.4.4	Cargas	882
18.4.5	Resistencia.....	882
18.4.6	Estabilidad y análisis estructural	882
18.4.7	Métodos para el dimensionamiento de las barras.....	882
18.4.8	Condiciones específicas para el dimensionamiento de barras	883

1 España

1.1 Introducción

El programa **Tricalc** permite seleccionar los siguientes conjuntos de normas para España en la solapa **Normativa** de la función **Archivo>Preferencias**:

- Código Estructural, NCSE y CTE
- EHE-08, NCSE y CTE
- EHE, EFHE, NCSE, EA-95, NBEs, EC-5 y EC-6
- EH-91, EF-96, NCSE, EA-95, FL-90, NBEs y EC-5

En todos los casos (salvo con el Código Estructural), los forjados de chapa colaborante y las vigas mixtas se calculan en base a EC-4, y en todos los casos los perfiles de aluminio, en base al EC-9.

Cuando se selecciona el segundo conjunto de normas, es posible elegir entre dos normas para la comprobación de las secciones de Acero Estructural:

- CTE DB SE-A
- EAE (la más recomendable)

Para EC-4, EC-5, EC-6 y EC-9 puede consultarse el capítulo I correspondiente a los Eurocódigos Estructurales.

1.1.1 Resistencia al fuego de la estructura

La resistencia al fuego de la estructura se realiza de acuerdo a las siguientes normas:

- Para el primer conjunto de normas, se utiliza el CTE DB SI, salvo el caso de elementos de hormigón armado, acero estructural y mixtos, en los que se sustituye por lo indicado en el Código Estructural. Véase el apartado correspondiente al CTE DB SI de este Capítulo.
- Para el segundo conjunto de normas, se utiliza el CTE DB SI, salvo el caso de elementos de hormigón armado, en los que de forma opcional, se puede sustituir por lo indicado en el Anejo 6 de la EHE-08. Véase el apartado correspondiente al CTE DB SI de este Capítulo.
- Para el tercer y cuarto conjunto de normas, para las vigas mixtas y para las barras de aluminio, se utilizan los Eurocódigos Estructurales. Véase el Capítulo I de este Manual de Normativas.

1.2 Normas NCSE-94 y NCSE-02

La norma NCSE es la **Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y Edificación**, de la que ha habido hasta el momento dos revisiones: la de 1994 y la de 2002. La primera de ellas derogó la norma PDS-1-74.

1.2.1 Tipos de Carga: Cargas sísmicas

En todos los conjuntos de normas para España, se puede definir la acción sísmica por métodos dinámicos de acuerdo con la norma NCSE, tanto en su edición de 1994 como en la de 2002, incluyendo, de manera opcional, sus respectivos requerimientos constructivos. También se permite definir la acción sísmica por métodos estáticos de acuerdo con la norma PDS-1-74.

Si se utiliza el método del tipo dinámico, el cálculo de las cargas sísmicas se realiza mediante un análisis modal espectral de la estructura, método propuesto como preferente por la norma NCSE-94 (Art. 3.6.2. Análisis modal espectral) y NCSE-02 (Art. 3.6.2. Análisis mediante espectros de respuesta).

Las diferencias más sustanciales entre NCSE-94 y NCSE-02, relativos al cálculo de la acción sísmica son:

- Diferente mapa de peligrosidad sísmica, con zonas (como Galicia) en las que en NCSE-02 sí existe una aceleración sísmica básica mayor o igual a $0,04 \cdot g$.
- Diferente formulación de la aceleración sísmica de cálculo, función del coeficiente de riesgo y, en NCSE-02, de un coeficiente de amplificación del terreno.
- Diferentes tipos de terreno (del tipo I al III en NCSE-94 y del tipo I al IV en NCSE-02).

- Diferente formulación del espectro de respuesta elástico.
- En NCSE 02 aumenta el porcentaje de las sobrecargas (en viviendas, hoteles y residencias) y la nieve a considerar en el sismo (del 30% al 50%) respecto a NCSE-94.
- Disminución, en NCSE-02, del amortiguamiento (y aumento consiguiente del coeficiente de respuesta) en estructuras de hormigón y estructuras de muros.

Estos cambios pueden suponer, en algunos casos (estructuras de hormigón, terreno II, edificio de viviendas, por ejemplo) aumentos en la acción sísmica de más del 50% en NCSE-02 respecto a NCSE-94.

1.2.1.1 **Matriz de masa considerada: masa traslacional y masa rotacional**

La masa considerada en el análisis modal espectral es la siguiente:

$$0 + \alpha \cdot [\text{máx.}(1+2, 7+8, 9+10) + (11+12+\dots+20)/\text{NMov}] + \beta \cdot 22$$

Donde

0 es la hipótesis de carga permanente.

1+2, 7+8 y 9+10 son las parejas de cargas alternativas (sobrecargas de uso y tabiquería).

11 a 20 son las hipótesis de cargas móviles (puentes grúa, por ejemplo).

22 es la hipótesis de carga de nieve.

α es un factor, entre 0,3 y 0,6 (NCSE-94) o entre 0,5 y 0,6 (NCSE-02), función del uso del edificio.

β es 1,0 o 0,3 (NCSE-94) y 0,5 o 0,0 (NCSE-02) en función del tiempo de permanencia de la nieve (Nº de días / año).

NMov es el número de cargas móviles activas.

(Si se utilizan combinaciones explícitas, las hipótesis de carga permanente, peso propio, sobrecargas y nieve pueden variar con respecto a las aquí indicadas).

Si se utiliza el método estático de PDS-1-74, es preciso definir previamente los pórticos de la estructura, ya que las fuerzas equivalentes de sismo se calcularán y se aplicarán sobre los nudos situados en los pórticos.

1.2.1.2 **Obtención de la aceleración característica**

En la Norma NCSE los espectros de respuesta están normalizados para una aceleración del terreno de 1 m/s^2 .

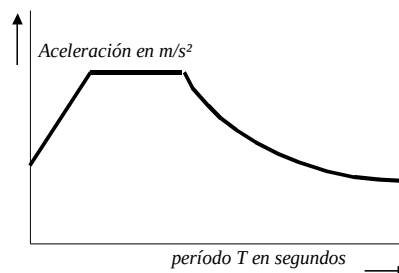


Gráfico de respuesta espectral típico de la norma NCSE

1.2.1.3 **Zonas sísmicas**

Las normas NCSE-94 y NCSE-02 determinan la situación de un edificio por dos valores: la aceleración sísmica básica y el coeficiente de contribución. La aceleración sísmica básica es la aceleración horizontal sufrida por el terreno en un terremoto con un período de retorno de 500 años. Sus valores, en España, se sitúan entre 0 y $0,25 \cdot g$, siendo g la aceleración de la gravedad. Si se desea averiguar la aceleración sísmica básica en función del grado sísmico I en M.S.K. indicado por la antigua PDS-1/74, se puede utilizar la expresión

$$a_c = 10^{(0,330103 \cdot I - 0,2321)} (cm/s^2)$$

La aceleración sísmica de cálculo es la aceleración con la que se debe calcular la estructura, y en NCSE-94 viene dada por un factor, entre 1,0 y 1,3, que multiplica la aceleración sísmica básica en función de la importancia de la edificación. Dicha importancia se determina mediante el período de vida estimado, 50 años para edificios de normal importancia y 100 años para edificios de especial importancia. En NCSE-02 viene dada por dos factores: el primero, idéntico al de NCSE-94; el segundo, un factor **S** de amplificación del terreno que es función del tipo de terreno.

El coeficiente de contribución, **K**, tiene en cuenta la distinta contribución a la peligrosidad sísmica en cada punto de España de la sismicidad de la Península y de la proximidad a la falla Azores - Gibraltar. Sus valores se sitúan entre 1,0, para todo el territorio nacional salvo Andalucía occidental y sudoeste de Extremadura, y 1,5.

La edición de 2002 de la NCSE (NCSE-02) ha modificado el mapa de peligrosidad sísmica de la anterior edición (NCSE-94).

1.2.1.4 Centro de masas y centro de rigideces

La norma NCSE considera además, una excentricidad adicional de un 1/20 de la máxima dimensión del plano, medido ortogonalmente a la dirección de sismo considerada.

1.2.2 Criterios constructivos adoptados por la norma sismorresistente NCSE-94

La norma NCSE-94 refleja una serie de criterios a tener en cuenta cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_c , es superior o igual a $0,12 \cdot g$. ($1,18 \text{ m/s}^2$). Salvo la referente a vigas de cimentación, ninguna de estas prescripciones eran recogidas por la normativa anterior.

La caja de diálogo **Opciones Sismo** dentro de las opciones de cálculo del armado de las barras de la estructura, permite independizar la aplicación de los criterios constructivos ante la acción sísmica de los datos considerados en el cálculo de la acción sísmica, introducidos en la definición de cargas.

En general, estas prescripciones son más restrictivas cuanto mayor sea la ductilidad de la estructura, lo que en cierto modo, viene a compensar las menores cargas sísmicas que recibe una estructura cuanto mayor es su ductilidad.

A continuación se indican las prescripciones más significativas.

1.2.2.1 Prescripciones generales

Si existe una excentricidad entre el eje de un pilar y el de una viga superior a un cuarto del ancho del pilar (medido ortogonalmente a la directriz de la viga), se deberán tener en cuenta los efectos de torsión producidos. En **Tricalc** es necesario que el usuario introduzca manualmente un momento adicional que deberá modelizar esta situación.

Se deben evitar los pilares apeados y grandes vigas embrochadas. Si existieren, se deberá tener en cuenta el sismo vertical y se deberá mayorar el esfuerzo cortante en dichas piezas por el coeficiente de ductilidad (que puede variar entre 1,0 y 4,0). Cuando se calcula con sismo vertical, **Tricalc** siempre considera una ductilidad igual a 1,0 (como aconseja NCSE-94). Por tanto, esta prescripción no es necesario comprobarla, no realizándose ninguna mayoración del esfuerzo cortante, según el párrafo anterior.

1.2.2.2 Cimentaciones

Si $a_c \geq 0,08 \cdot g$, se deben atar las zapatas perimetrales.

Si $a_c \geq 0,16 \cdot g$, se deben atar todas las zapatas en dos direcciones.

Tricalc no realiza ninguna comprobación respecto a los dos apartados anteriores ni da, por tanto, ningún mensaje de aviso si éstas no se cumplen. El proyectista debería comprobar el cumplimiento de estas normas de diseño y modelizar correctamente la estructura en el programa.

Las vigas de cimentación deben soportar, al menos, un axil de valor $\pm (a_c/g) \cdot \text{máx.}[N1, N2]$, siendo N1 y N2 los normales transmitidos por los pilares a las zapatas. **Tricalc** realiza el cálculo de las vigas teniendo en cuenta este criterio.

1.2.2.3 Estructuras de Hormigón armado

Además de las prescripciones impuestas por la norma EH-91, se deben considerar las siguientes:

- Si $\alpha_c \geq 0,16 \cdot g$, o la ductilidad es alta o muy alta, no se deben utilizar vigas planas. **Tricalc** no efectúa ningún control ni advertencia sobre este aspecto. Se deja a criterio del proyectista la decisión de la relación ancho-canto que delimita cuando una viga se considera plana. Como recomendación el proyectista puede tomar el criterio de que una viga es plana es cuando su ancho supera vez y media su canto.

Si $\alpha_c \geq 0,16 \cdot g$, debe cumplirse:

$$f_{ck} \geq 200 \text{ Kp/cm}^2 \text{ (20 MPa)}$$

$$f_{yk} \geq 5100 \text{ Kp/cm}^2 \text{ (500 MPa)}$$

Utilizar acero de dureza natural

Aumentar los anclajes $10 \cdot \Phi$

Si los materiales que se pretenden utilizar en el armado de la estructura no cumplen estas condiciones aparece una ventana como la de la figura y no se puede salir de la caja de diálogo de definición de materiales hasta que se cumpla lo anteriormente expuesto.

1.2.2.3.1 Vigas

Las longitudes de anclaje de las armaduras longitudinales superiores de las vigas se aumentarán un 15% en los nudos extremos de los pórticos (extremo izquierdo de la barra del caso de la derecha en la figura siguiente). **Tricalc** no tiene en cuenta esta consideración, por lo que será criterio del proyectista actuar en consecuencia modificando si es preciso los armados de **Tricalc**.

Para ductilidad alta o muy alta y aceleración de cálculo mayor o igual a $0,12 \cdot g$ se indican una serie de armaduras longitudinales y transversales mínimas bastante exigentes, como se detalla a continuación, y que **Tricalc** considera en la definición del armado.

Sea **As** el armado superior, **Ai** el armado inferior, **h** el canto de la viga y **l** la longitud de los extremos de la viga, medida desde la cara del pilar, en la que el estribado es mayor.

- Si la ductilidad es **muy alta** (igual a 4), y $0,12 \cdot g \leq \alpha_c < 0,16 \cdot g$:

$$A_s \text{ y } A_{i,r} \geq 2 \cdot \emptyset 14$$

$$A_s \geq A_{s,r} \text{ máx} / 4$$

$$\text{Estribos: } \emptyset_c \geq 6 \text{ mm}$$

$$l \geq 2h$$

en l, la separación entre cercos debe ser:

$$\leq 6 \cdot \emptyset \text{ mín. arm. long.}; \leq h/4; \leq 15 \text{ cm}; \leq 24 \emptyset_c$$

en el resto, la separación entre cercos debe ser: $\leq h/2$

- Si la ductilidad es **alta** (igual a 3), y $0,12 \cdot g \leq \alpha_c < 0,16 \cdot g$:

$$A_s \text{ y } A_{i,r} \geq 2 \cdot \emptyset 14$$

$$A_s \geq A_{s,r} \text{ máx} / 4$$

$$\text{Estribos: } \emptyset_c \geq 6 \text{ mm}$$

$$l \geq 2h$$

en l, la separación entre cercos debe ser:

$$\leq 8 \cdot \emptyset \text{ mín. arm. long.}; \leq h/4; \leq 20 \text{ cm}; \leq 24 \emptyset_c$$

en el resto, la separación entre cercos debe ser: $\leq h/2$

- Si $\alpha_c \geq 0,16 \cdot g$:

$$A_s \text{ y } A_{i,r} \geq 2 \cdot \emptyset 16$$

$$A_s \geq A_{s,r} \text{ máx} / 4$$

$$A_{s,\text{mín}} = A_{i,\text{mín}} = \text{máximo de los dos mínimos superior e inferior}$$

En los extremos de las vigas, $A_{i,r} \geq A_s/2$

$$\text{Estribos: } \emptyset_c \geq 6 \text{ mm}$$

Mayorar por 1.25 el cortante de cálculo

$l \geq 2h$

en l , la separación entre cercos debe ser:

$\leq 6 \cdot \emptyset$ mín.arm. long.; $\leq h/4$; ≤ 10 cm; $\leq 24 \emptyset c$

en el resto, la separación entre cercos debe ser: $\leq h/2$

1.2.2.3.2 Pilares, para $a_c \geq 0,16 \cdot g$

Si la ductilidad es muy alta (igual a 4), el pilar debe ser de sección mayor o igual a 30x30 cm. Si es alta (igual a 3), el pilar debe ser de sección mayor o igual a 25x25 cm. Estas prescripciones se evalúan en **Tricalc** en el cálculo del armado de pilares, y se avisa al usuario mediante el mensaje **"Forma no permitida"**.

Se debe aumentar la armadura mínima longitudinal un 25% sobre lo indicado en el artículo 38.3 de la EH-91, y debe estar constituida por al menos tres redondos por cada cara (es decir, ocho redondos por pilar de sección rectangular).

La separación entre barras longitudinales debe ser menor o igual a 15 cm.

El solape entre una planta y la siguiente se realizará a media altura del soporte, fuera de la zona tupida de cercos, lo cual es bastante inusual. **Tricalc** no tiene en consideración este tema, por lo que el proyectista debería detallarlo aparte como considere oportuno.

Si la ductilidad es alta o muy alta, se establece un estribado más tupido en ambos extremos del pilar, que **Tricalc** detalla en el cuadro de pilares (ver gráficos). Como disposición constructiva, dicho estribado debe prolongarse en el interior del nudo formado por el pilar y la viga. Dicho estribado debe cumplir lo siguiente:

Sea L la longitud del pilar medida desde la cara superior del forjado inferior y la cara inferior de la viga superior de más canto de entre las que acometen al pilar. Sea H la parte de dicha longitud L , de ambos extremos del pilar, en la que los estribos tienen una separación menor. Sean las dimensiones del pilar, $A \times B$, con $B > A$.

CUADRO DE PILARES

Alturas en cm.

	0	300
Pilar 3	3 HOR 30x30 Tipo 1	4 HOR 30x30 Tipo 1
Pilar 5	5 HOR 30x30 Tipo 1	6 HOR 30x30 Tipo 1

TIPOS DE PILARES

Tipo 1 (x4)
HOR 30x30 L=300 lb=48

2x2ø16
A/B: 2x1ø16/2x1ø16
95 1cø6s5
145 1cø6s20
60 1cø6s5

■ Estribos para pilares de ductilidad muy alta (= 4):

Deben penetrar dentro del nudo, con una separación igual a la menor de entre el pilar inferior y el superior.

$H \geq A$; $H \geq L/5$; $H \geq 60$ cm

En H :

Mayorar la cuantía (disminuir la separación) un 25%

$\emptyset c \geq 6$ mm; $\emptyset c \geq \emptyset_l / 4$

La separación debe ser:

≤ 10 cm; $\leq A_0/4$, $A_0 = A - 2 \cdot \text{recubrimiento}$; $\leq 6 \emptyset_l$

Estribos para pilares de ductilidad alta ($= 3$):

Deben penetrar dentro del nudo, con una separación igual a la menor de entre el pilar inferior y el superior.

$H \geq A$; $H \geq L/6$; $H \geq 45$ cm

En H :

Mayorar la cuantía (disminuir la separación) un 25%

$\emptyset_c \geq 6$ mm; $\emptyset_c \geq \emptyset_l / 4$

La separación debe ser:

≤ 15 cm; $\leq A_0/3$, $A_0 = A - 2 \cdot \text{recubrimiento}$; $\leq 8 \cdot \emptyset_l$

A continuación se describe como se expresan las distintas zonas de estribado de pilares y la referencia de cada una.

Las zonas de estribado se definen de abajo arriba, independientemente de que el nudo de menor numeración del pilar se encuentre en el forjado inferior o en el superior. La zona **L3** indica el estribado hasta la cara inferior de la viga superior de más canto, de entre las que acometan al pilar, aunque se acote a la cara superior.

1.2.2.3.3 Acero laminado

Si $\alpha_c \geq 0,16 \cdot g$, los nudos deben ser rígidos. Sólo se pueden utilizar pilares y vigas de sección doblemente simétrica y de alma llena. **Tricalc** no efectúa ningún control ni advertencia sobre este aspecto. Se deja a criterio del proyectista la decisión de decidir qué nudos deben ser rígidos y cuáles no.

1.2.3 Criterios constructivos adoptados por la norma sismorresistente NCSE-02

La entrada en vigor de NCSE-02 es el 27/09/2004. Se incorporan los criterios constructivos de su capítulo "4. REGLAS DE DISEÑO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS EN EDIFICACIONES" reflejados a continuación.

1.2.3.1 Cimentación

1.2.3.1.1 Elementos de atado

En el artículo 4.3.2 se indica que los elementos de cimentación que transmitan al terreno cargas verticales significativas deben enlazarse con los elementos contiguos en dos direcciones capaces de resistir un esfuerzo axial, tanto de tracción como de compresión, igual a la carga sísmica horizontal transmitida en cada apoyo. En el programa no se verifica la existencia de estas vigas de cimentación, y como axil a considerar, se toma la reacción horizontal total transmitida por la zapata o encepado paralelo a la viga de cimentación (lo cual queda siempre del lado de la seguridad).

1.2.3.1.2 Encepados y pilotes

Se comprueba que la armadura longitudinal esté formada por barras de diámetro mayor o igual que 12 mm, en número mínimo de 6 y separadas como máximo 20 cm, y cuya cuantía (en el caso de pilotes hormigonados in situ) no sea menor del 0,4 % de la sección total.

La armadura transversal, que en **Tricalc** es constante en toda la longitud del pilote, estará constituida por cercos de diámetro mayor o igual de 6 mm y separados no más de 10 cm.

1.2.3.2 Muros resistentes de fábrica

1.2.3.2.1 Criterios generales

Se comprueba que si $\alpha_c \geq 0,08 \cdot g$, la altura de cada planta no es mayor de 20 veces el espesor del muro. También se comprueba que el espesor de los muros no sea menor de 12 cm (o 14 cm si $\alpha_c \geq 0,08 \cdot g$), que son las dimensiones mínimas indicadas en el articulado para muros interiores.

1.2.3.2.2 Rozas (en muros de fábrica)

Sólo se admiten rozas verticales cuya profundidad no excederá de la quinta parte de su espesor. En cualquier caso, el grueso reducido no será inferior a los valores especificados en el apartado anterior.

1.2.3.2.3 Refuerzos (en muros de Termoarcilla)

Cuando $a_c \geq 0,12 g$, en los muros de fábrica debe haber refuerzos verticales y horizontales a distancias menores de 5 m. EC-6 y CTE son más restrictivos: 0,6 m en vertical, 4 m en horizontal, por lo que en **Tricalc**, sólo se comprueba que si el muro no es confinado, se obliga a que haya armaduras verticales.

1.2.3.3 Estructuras de Hormigón Armado

1.2.3.3.1 Criterios generales

En el artículo 4.5.1 se indica que las piezas cortas, tales como enanos, conviene comprobarlas para el cortante que resulte de considerar en las secciones extremas momentos iguales a la capacidad resistente a flexión que posean y con signo opuesto. **Tricalc** lo aplica a pilares de menos de 150 cm de altura.

Así mismo, en nudos de pórticos resistentes a sismo (salvo los de última planta), debe garantizarse que las vigas plastifiquen antes que los pilares. Es decir: en esos nudos debe cumplirse que

$$\Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b} \geq 1$$

Siendo:

$\Sigma M_{Rd,c}$ suma de los momentos resistentes de los pilares en el nudo. Al ser el armado siempre simétrico, este valor es idéntico para ambos sentidos del momento.

$\Sigma M_{Rd,b}$ suma de los momentos resistentes de las vigas en el nudo de sentido contrario al de los pilares.

Es lo que en general se denomina “diseño por capacidad”. En el programa, este tipo de diseño es opcional, pudiéndose también modificar ese factor 1. En el listado de peritaje de los pilares se indica el momento mínimo que debe resistir el pilar en ambos extremos y ejes por causa de esta comprobación.

1.2.3.3.2 Vigas de ductilidad alta ($\mu = 3$)

Si se define que la ductilidad es alta ($\mu = 3$) se comprueba que:

- El ancho del descuelgue, b, es al menos 0,20 m.
- En la cara superior y en todo su desarrollo se disponen al menos 2 $\varnothing 14$.
- En la cara superior, la armadura de continuidad en un nudo interior tendrá una sección menor de $b \cdot h / 40$ (es decir, cuantía menor del 2,5%), siendo h el canto total de la viga.
- En la cara inferior y en todo su desarrollo se disponen al menos 2 $\varnothing 14$ y el 4 ‰.
- En la cara inferior llegará efectivamente anclada al extremo al menos una armadura A/3, siendo A la cuantía máxima de la armadura superior de tracción de ese mismo extremo.
- Tanto en la cara superior como en la inferior, se dispondrá, en todo su desarrollo, una armadura mínima A/4, siendo A la cuantía de la máxima armadura negativa entre los dos extremos.
- La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cálculo.
- En las zonas extremas de la viga, en una amplitud de dos cantos a partir de la cara del soporte, se dispondrán cercos de al menos 6 mm de diámetro y con una separación no mayor que:

$h/4$.

8 $\varnothing_L$ siendo $\varnothing_L$ el diámetro de cualquier armadura longitudinal comprimida.

0,15 m.

- En el resto de la viga los cercos tendrán una separación máxima de $h/2$.

1.2.3.3.3 Vigas de ductilidad muy alta ($\mu = 4$)

Si se define que la ductilidad es muy alta ($\mu = 4$), se comprueba que, además de lo indicado para ductilidad alta, se cumple que:

- No se produce inversión de momentos, es decir, el caso sísmico no provoca en extremos de las vigas momentos de ambos signos.
- El ancho del descuelgue, b, será al menos 0,25 m.

- En la cara inferior, llegará efectivamente anclada al extremo sin continuidad al menos una armadura $A/2$, siendo A la cuantía de la armadura de tracción de ese mismo extremo.
- Tanto en la cara superior como en la inferior, se dispondrá, en todo su desarrollo una armadura mínima $A/3$, siendo A la cuantía de la máxima armadura negativa entre los dos extremos.
- Existirá una armadura de piel longitudinal de al menos $2 \varnothing 10$, cada 0,25 m de canto.
- En las zonas extremas de la viga, en una amplitud de dos cantos a partir de la cara del soporte, se dispondrán cercos de diámetro de al menos 6 mm y con una separación menor de: $6 \varnothing_L$, siendo $\varnothing_L$ el diámetro de cualquier armadura longitudinal comprimida.

1.2.3.3.4 Vigas con aceleración de cálculo $a_c \geq 0,16 \cdot g$

Independientemente del valor de μ , cuando $a_c \geq 0,16 \cdot g$, la armadura longitudinal de las vigas principales será al menos de $2 \varnothing 16$, y de $0,004 \cdot b \cdot h$, extendida a todo su desarrollo, y la separación de cercos, en una amplitud de $2h$ desde la cara del soporte, no será superior a 0,10 m (del gráfico adjunto, se deduce que $A_s \geq 0,004 \cdot b \cdot h$ es sólo aplicable a la armadura inferior).

1.2.3.3.5 Pilares con aceleración de cálculo $a_c \geq 0,12 \cdot g$

Cuando $a_c \geq 0,12 \cdot g$ se debe cumplir:

- La dimensión mínima no será inferior a 0,25 m.
- El armado longitudinal estará constituido por al menos tres barras en cada cara (seis en secciones circulares), con un intervalo no superior a 0,20 m.
- La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cálculo.
- En las zonas extremas del soporte, en una amplitud medida a partir del entronque con el forjado o viga de al menos dos cantos (y al paso por el nudo), se dispondrán cercos de diámetro de al menos 6 mm y con un intervalo no mayor que:

$c/3$, siendo c la dimensión menor del soporte.

0,10 m si la armadura longitudinal es $\varnothing 12$ o $\varnothing 14$, y 0,15 m si es $\varnothing 16$ o mayor.

1.2.3.3.6 Pilares con aceleración de cálculo $a_c \geq 0,16 \cdot g$

Cuando $a_c \geq 0,16 \cdot g$, además de lo indicado para $a_c \geq 0,12 \cdot g$, se debe cumplir:

- La dimensión mínima no será inferior a 0,30 m.
- El intervalo entre barras longitudinales no será superior a 0,15 m.
- La sección de la armadura longitudinal no será inferior al 1% ni superior al 6% de la sección de hormigón.
- En las zonas extremas del soporte, en una amplitud medida a partir del entronque con el forjado o viga de al menos dos cantos (y al paso por el nudo) se dispondrán cercos de diámetro al menos 8 mm y con un intervalo no mayor que:

$c/4$, siendo c la dimensión menor del soporte.

0,07 m si la armadura longitudinal es $\varnothing 12$ o $\varnothing 14$, y 0,10 m si es $\varnothing 16$ o mayor.

1.2.3.3.7 Muros Resistentes de hormigón armado

Si se define $a_c \geq 0,16 \cdot g$ o ductilidad alta o muy alta, ($\mu = 3$ o $\mu = 4$), se verifica:

- El espesor b será al menos 0,15 m y mayor que $h/20$. (h es el ancho del muro).
- La separación de armaduras será no superior a 0,15 m.
- La sección de cada familia de mallas no será inferior al 0,25% ni superior al 4% de la sección de hormigón.
- En la parte baja de los dos bordes laterales de la pantalla se dispondrán cercos (aunque en **Tricalc**, los estribos son constantes en todo el muro):

cercos de $\varnothing 8$ o superior.

extendidos horizontalmente en al menos $h/5$ desde los bordes.

en una altura no menor de h ni de $H/6$ (H es la altura total del muro).

separados en altura no más de $b/3$ ni $10\varnothing$ (siendo $\varnothing$ el diámetro de la armadura vertical).

1.2.3.4 Estructuras de acero

En el artículo 4.6.4, en nudos de pórticos resistentes a sismo de ductilidad alta o muy alta (salvo los de última planta), debe garantizarse que las vigas plastifiquen antes que los pilares. Es decir: en esos nudos debe cumplirse que

$$\Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b} \geq 1$$

Siendo:

$\Sigma M_{Rd,c}$ suma de los momentos resistentes de los pilares en el nudo.

$\Sigma M_{Rd,b}$ suma de los momentos resistentes de las vigas unidas rígidamente al nudo de sentido contrario al de los pilares.

Es lo que en general se denomina “diseño por capacidad”. En el programa, este tipo de diseño es opcional, pudiéndose también modificar ese factor 1. En el listado e informe de comprobación de los pilares se indica el momento mínimo que debe resistir el pilar en ambos extremos y ejes por causa de esta comprobación.

1.2.4 Cargas sísmicas

En el caso de PDS-1/74 se recuerda que es una norma que está derogada, y que requiere que se hayan definido pórticos sobre la estructura, ya que las cargas sísmicas se calculan exclusivamente sobre los pórticos definidos en el momento de solicitar el cálculo de las cargas sísmicas. También es posible utilizar la opción de sismo **Genérico**.

1.2.4.1 Según PDS-1/74

La definición de cargas sísmicas según la PDS-1/74 calcula fuerzas puntuales aplicadas en los nudos.

El cálculo de una estructura frente a la acción sísmica debe de realizarse considerando la actuación del sismo según dos direcciones perpendiculares. La función **Direcciones Sismo**, permite introducir gráficamente las direcciones.

Se calculan fuerzas en los nudos de los pórticos definidos antes de solicitar el cálculo de las fuerzas de sismo. El procedimiento a seguir para realizar un cálculo automático de la acción sísmica, según la PDS-1/74, es el siguiente:

Definir los valores correspondientes a la acción sísmica según PDS1-74 en el menú **Cargas> Definir....**

Si la opción de sismo está inactiva, verificar la opción **Sismo** en el menú **Cargas>Opciones....** Si se quiere el cálculo en los dos sentidos, activar la opción **Sentido +-** en esta misma caja de diálogo. Seleccionar en la opción **Norma** la PDS1-74.

Seleccionar la función **Cargas>Cargas Sísmicas**.

El programa calcula la acción del sismo como cargas puntuales en nudos en las dos direcciones definidas siguiendo los criterios expuestos en NBE-PDS-1/74 y NTE-ECS.

El coeficiente a introducir en la opción de **Combinaciones de Sismo** referente a las **Sobrecargas Gravitatorias** según la norma NCSE-94 tiene un valor entre 0.3 y 0.6 (coincide con el valor α de la matriz de masa considerada en el cálculo de las cargas sísmicas -ver apartado **Matriz de masa considerada-**), mientras que según la PDS/1-74 varía entre 0.5 y 0.8.

1.2.4.2 Según NCSE

Tricalc introducen sobre cada plano horizontal donde exista un forjado unidireccional, reticular o losa, dos cargas puntuales por cada modo de vibración, según las dos direcciones de los ejes horizontales generales X y Z. Si la opción de cálculo de sismo **Considerar la Excentricidad Accidental** se encuentra habilitada, las fuerzas se aplican a una distancia del centro de masas del plano, según una excentricidad definida por la norma. Además se introducen dos momentos por cada modo de vibración como resultado de trasladar las fuerzas a nudos de la estructura. Si dicha opción no está habilitada, las fuerzas se introducen en el centro de masas,

En el caso de forjados unidireccionales las cargas calculadas son del tipo **Puntual en Nudo y Momento en Nudo**. En el caso de forjados reticulares son del tipo **Puntual en Plano y Momento en Plano**. Sobre cada uno de los nudos donde no haya forjado horizontal se introducen las dos cargas puntuales horizontales según los ejes X y Z.

Si existe sismo vertical, se añade una tercera carga puntual por cada modo de vibración en la dirección del eje Y, en cada uno de los nudos. Si existe masa rotacional y se define una aceleración sísmica rotacional, también se introducen dos momentos rotacionales en cada modo de vibración en el eje Y en cada plano de forjado horizontal y en cada nudo no perteneciente a ningún forjado horizontal.

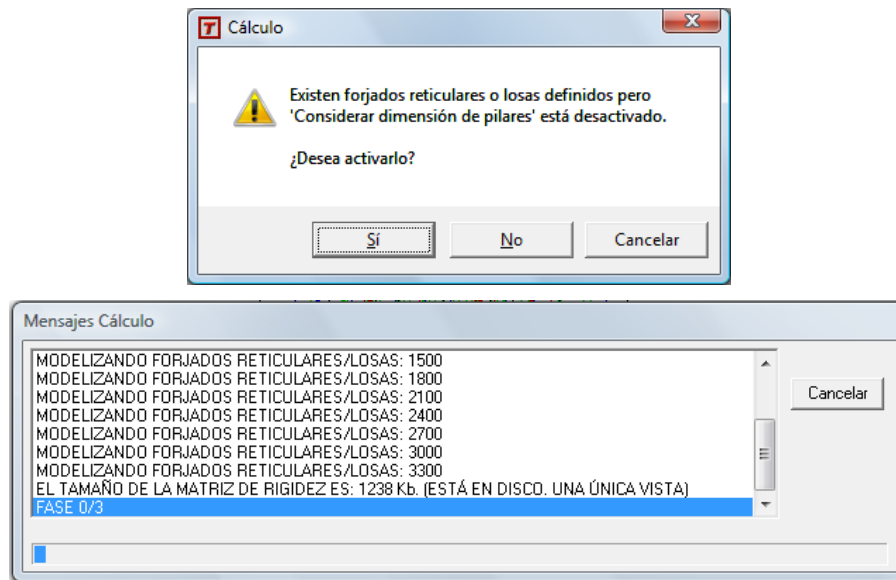
La direcciones de actuación del sismo, definidas en la función **Direcciones de sismo** para PDS-1/74, no se utilizan cuando se calcula mediante la norma NCSE.

El procedimiento a seguir para realizar un cálculo automático de la acción sísmica según la NCSE es el siguiente:

Verificar que la opción **Sismo** en el menú **Cargas>Opciones...** está activada. Si se quiere considerar el cálculo de la acción del sismo en dos sentidos opuestos, activar la opción **Sentido +**. Seleccionar en la opción **Norma NCSE**.

Definir los valores correspondientes a la acción sísmica según NCSE en el menú **Cargas>Definir....** Aparecerá una caja de diálogo como la de la figura. Particularmente, se debe indicar con qué norma (NCSE-94 o NCSE-02) se desea calcular.

Seleccionar la función **Cargas>Cargas Sísmicas**. Si no se tiene activada la opción **Forjados horizontales en su plano** del menú **Cálculo>Esfuerzos>Opciones...**, el programa pregunta si se desea activar en ese momento, antes de continuar con el cálculo.



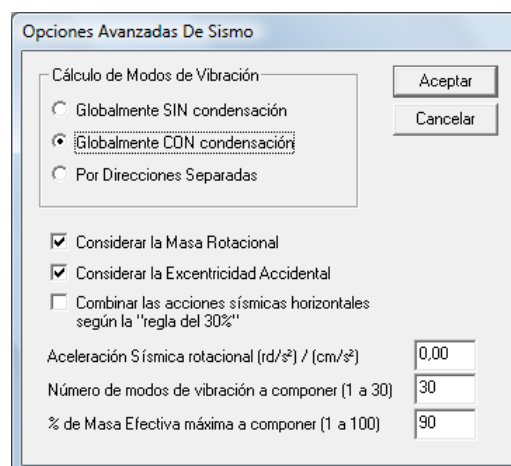
1.2.4.3 Sismo Genérico

Se remite al apartado del capítulo 5 Sismo tipo **Genérico** donde se recoge el significado de cada opción.

1.2.4.4 Definición

Las cajas de diálogo para ambas normas permiten definir diferentes valores y variables recogidas en las mismas, a las cuales se remite para obtener su significado. El botón ... situado en el grupo **Ubicación de la estructura** permite, en la norma española NCSE, acceder a una caja de diálogo en la que seleccionar la provincia y municipio en la que se ubica la estructura, con lo que los datos de aceleración sísmica básica y coeficiente de contribución son fijados automáticamente.

Las cajas de definición de cargas sísmicas por métodos dinámicos de ambas normas tienen un botón **Avanzadas...** que permite acceder a una caja de diálogo como la de la figura con una serie de opciones especiales para el cálculo de la acción sísmica. El programa se suministra con las opciones más habituales y ajustadas a la normativa, no siendo necesaria su modificación salvo en casos muy especiales.



1.2.4.4.1 Cálculo de Modos de Vibración

Permite indicar si se desea que el cálculo de los modos de vibración se realice para cada dirección (X, Y, Z) de forma separada o de forma global. El cálculo de los modos de vibración de forma global puede realizarse con o sin condensación estática. (Se remite al manual del programa para más información).

1.2.4.4.2 Considerar Masa Rotacional

Permite indicar si se desean considerar las componentes de giro según el eje Y general en la matriz de rigidez y de masa para el cálculo de los modos de vibración.

1.2.4.4.3 Considerar la Excentricidad Accidental

Permite indicar si se desea tener en cuenta o no la excentricidad adicional de la carga sísmica respecto al centro de rigideces de cada forjado recogida en la normativa. Debe de utilizarse cuando se habilita el cálculo por direcciones separadas.

1.2.4.4.4 Combinar las acciones sísmicas horizontales según la "regla del 30%"

Se considera un porcentaje del 30% del esfuerzo en la otra dirección.

1.2.4.4.5 Aceleración Sísmica Rotacional

Permite determinar una acción sísmica como rotación del suelo alrededor de un eje vertical. Para ello se fija un factor de conversión entre la aceleración angular sísmica de cálculo (rd/s^2) y la aceleración lineal sísmica de cálculo (cm/s^2). Un valor de cero indica que no se considere este tipo de sismo rotacional.

1.2.4.4.6 Número de modos de vibración a componer(1 a 30)

Fija el número máximo (entre 1 y 30) de modos de vibración que se desean utilizar para el cálculo de esfuerzos.

1.2.4.4.7 % de Masa Efectiva mínima a componer (1 a 100)

Fija el número de modos de vibración a utilizar para el cálculo de modos de vibración de forma que se movilice un determinado tanto por ciento de la masa de la estructura. Un valor habitual es de 90%. Si se considerasen todos los modos de vibración (uno por cada grado de libertad), se movilizaría el 100 % de la masa. Entre esta condición y la anterior, el programa utilizará la más restrictiva.

Las cargas provenientes de la acción del sismo aparecen señaladas con tres asteriscos en el listado de cargas (***).

Si se eligió un método dinámico de cálculo, también es posible visualizar las cargas sísmicas provenientes de cada modo de vibración: el modo aparece indicado entre paréntesis a la derecha de la hipótesis de sismo.

Es posible eliminar automáticamente todas las cargas en barra o en nudo provenientes de una carga sismo (función Cargas>Eliminar>Por Tipos...).

1.3 Norma NBE AE-88

Esta norma (Norma Básica de la Edificación – Acciones en la Edificación) se utiliza sólo en la tercera y cuarta colección de normativas para España indicadas en la introducción de este capítulo. Para las dos primeras colecciones, esta norma se sustituye por el CTE DB SE-AE.

1.3.1 Tipos de Carga: Cargas de Viento

Los valores de los coeficientes de presión y de succión siempre deben de ser positivos. El sentido de las fuerzas de viento calculadas estará determinado por el sentido de la normal al plano que forme el menor ángulo con la dirección definida por el usuario, con los siguientes casos particulares:

Si el ángulo que forma el plano con la dirección definida por el usuario es de 90 grados, no se calcularán fuerzas, excepto en planos horizontales, en cuyo caso la fuerza tendrá sentido Y_g^+ .

Si el plano forma con la horizontal un ángulo inferior a 20 grados, y la fuerza que se está introduciendo es de presión, el programa cambia de forma automática el sentido de la fuerza. (Caso recogido en la Norma NBE-AE88).

1.4 Norma EH-91

La EH-91 es la Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado, se utiliza sólo en la última colección de normativas para España indicadas en la introducción de este capítulo. Para la penúltima colección, esta norma se sustituye por la EHE que derogó esta norma en 1999.

1.4.1 EH-91: Hipótesis y combinaciones de cargas

La normativa EH-91 de España establece sus propias combinaciones de acciones, que el programa utilizará para los elementos de hormigón (barras, cimentaciones, forjados, muros de hormigón, etc.) si se selecciona como norma a usar.

Recuerde que también podrá utilizar, para los elementos de hormigón, las combinaciones explícitas que se seleccionen, en cuyo caso, no es de aplicación este apartado.

El programa **Tricalc** permite definir coeficientes que se utilizan en la generación de las combinaciones. Dichos coeficientes son:

Cw	Coeficiente a aplicar a la acción conjunta de las cargas en hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9 y 10 (permanentes + alternativas) con las cargas en hipótesis 3, 4, 25 y 26 (viento). Este coeficiente minora la acción conjunta de las cargas gravitatoria y viento. Su valor habitual (ver Art. 32º - 2º - Hipótesis II de EH-91) es 0,90 .
Cgs	Coeficiente que se aplica a las cargas introducidas en hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9, y 10, cuando se realizan combinaciones con las hipótesis 5 y 6 (sismo). Este coeficiente afecta al valor de las cargas gravitatorias cuando hay sismo. Su valor habitual (ver Art. 32º - 2º - Hipótesis III de EH-91) es 0,80 .
Cqs	Coeficiente que se aplica a las cargas introducidas en hipótesis 1, 2, 7, 8, 9, y 10 cuando se realizan combinaciones con las hipótesis 5 y 6. Este coeficiente afecta al valor de las sobrecargas cuando hay sismo. Su valor habitual en la norma PDS-1-74 está comprendido entre 0,50 y 0,80 , y en NCSE-94 entre 0,30 y 0,60 .
Cws	Coeficiente que se aplica a las cargas introducidas en hipótesis 3, 4, 25 y 26 (viento), cuando se realizan combinaciones con las hipótesis 5 y 6 (sismo). Este coeficiente afecta al valor de las cargas de viento cuando hay sismo. Su valor habitual es 0 o 0,25/γ_{fw} , siendo γ_{fw} el coeficiente de mayoración de las hipótesis 3, 4, 25 y 26.

Las combinaciones de hipótesis realizadas por el programa son un total de 4200, desglosadas de la siguiente manera:

■ **Carga Gravitatoria Permanente, Primera Alternancia (1+2), Temperatura (21), Nieve (22) y Accidental (23):**

0
 0 + 1
 0 + 2
 0 + 1 + 2
 0 + 1 + 2 + 21 + 22
 0 + 1 + 2 + 23

■ **Carga Gravitatoria Permanente, Segunda Alternancia (7+8), Temperatura (21), Nieve (22) y Accidental (23):**

0
 0 + 7
 0 + 8
 0 + 7 + 8

$$0 + 7 + 8 + 21 + 22$$

$$0 + 7 + 8 + 23$$

■ **Carga Gravitatoria Permanente, Tercera Alternancia (9+10), Temperatura (21), Nieve (22) y Accidental (23):**

$$0$$

$$0 + 9$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

$$0 + 9 + 10 + 21 + 22$$

$$0 + 9 + 10 + 23$$

■ **Carga Gravitatoria (permanente y alternancias), Temperatura (21), Nieve (22), Accidental (23) y Cargas Móviles (11 a 20):**

$$0 + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 1 + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 2 + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 1 + 2 + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 1 + 2 + 21 + 22 + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 1 + 2 + 23 + (11 \text{ a } 20)$$

Ídem para las hipótesis 7 y 8, y 9 y 10 sustituyendo a 1 y 2.

■ **Carga Gravitatoria Permanente, Temperatura (21), Nieve (22) y Accidental (23):**

$$0 + 21$$

$$0 + 22$$

$$0 + 21 + 22$$

$$0 + 23$$

■ **Cargas Gravitatorias, Nieve (22) y Viento:**

$$\text{Viento } \pm 3|4|25|26$$

$$C_w \cdot (0 \pm 3|4|25|26)$$

$$C_w \cdot (0 + 1 \pm 3|4|25|26)$$

$$C_w \cdot (0 + 2 \pm 3|4|25|26)$$

$$C_w \cdot (0 + 1 + 2 \pm 3|4|25|26)$$

$$C_w \cdot (0 + 1 + 2 + 22 \pm 3|4|25|26)$$

Ídem para hipótesis 7 y 8, y 9 y 10 sustituyendo a 1 y 2

■ **Cargas Gravitatorias, Nieve (22), Viento y Cargas Móviles (11 a 20):**

Viento $\pm 3|4|25|26$

$$Cw \cdot (0 \pm 3|4|25|26) \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cw \cdot (0 + 1 \pm 3|4|25|26) \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cw \cdot (0 + 2 \pm 3|4|25|26) \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cw \cdot (0 + 1 + 2 \pm 3|4|25|26) \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cw \cdot (0 + 1 + 2 + 22 \pm 3|4|25|26) \quad + (11 \text{ a } 20)$$

Ídem para hipótesis 7 y 8, y 9 y 10 sustituyendo a 1 y 2

■ Cargas Gravitatorias, Nieve (22), Viento y Sismo:

Sismo ± 5

$$Cgs \cdot (0) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 5$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 1) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 5$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 2) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 5$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2)) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 5$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2 + 22)) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 5$$

Sismo ± 6

$$Cgs \cdot (0) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 6$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 1) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 6$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 2) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 6$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2)) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 6$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2 + 22)) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 6$$

Sismo ± 24

$$Cgs \cdot (0) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 24$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 1) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 24$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 2) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 24$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2)) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 24$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2 + 22)) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 24$$

Ídem para hipótesis 7 y 8, y 9 y 10 sustituyendo a 1 y 2

■ Cargas Gravitatorias, Nieve (22), Viento, Sismo y Cargas Móviles (11 a 20):

Sismo ± 5

$$Cgs \cdot (0) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 5 + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 1) \quad \pm Cws \cdot 3|4|25|26 \pm 5 + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 2) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 5 + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2)) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 5 + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2 + 22)) \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 5 + (11 \text{ a } 20)$$

Sismo ±6

$$Cgs \cdot (0) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 6 + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 1) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 6 + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 2) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 6 + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2)) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 6 + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2 + 22)) \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 6 + (11 \text{ a } 20)$$

Sismo ±24

$$Cgs \cdot (0) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 24 \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 1) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 24 \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot 2) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 24 \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2)) \quad \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 24 \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$Cgs \cdot (0 + Cqs \cdot (1 + 2 + 22)) \pm Cws \cdot 3 | 4 | 25 | 26 \pm 24 \quad + (11 \text{ a } 20)$$

Ídem para hipótesis 7 y 8, y 9 y 10 sustituyendo a 1 y 2

Se considera en cada hipótesis de carga el coeficiente de mayoración correspondiente al material de la barra.

En las combinaciones con cargas móviles, sólo se realizan aquellas correspondientes a las cargas móviles activadas.

1.4.2 Cálculo del armado de barras

En EH-91, no se considera una resistencia del acero en compresión simple mayor de 4200 Kg/cm².

La separación mínima entre redondos para EH-91 es de 2 cm si el diámetro del redondo es menor de 20mm, y su diámetro si es mayor.

En el caso de la norma EH-91, el armado de vigas y diagonales se considera que al menos un tercio de la máxima área de acero en el vano se prolonga hasta los pilares. Además, en las zonas que exista tracción, se coloca al menos la cuantía mínima a tracción especificada por las distintas normativas. Las cuantías mínimas utilizadas según EH-91 son:

ACERO	AEH400	AEH500	AEH600
Vigas	3.3	2.8	2.3
Pilares	4.0	4.0	4.0

Cuantías expresadas en tanto por mil de área de la sección de hormigón.

En función de las diversas normativas se puede considerar una excentricidad mínima, la mayor de 2cm o 1/20 del lado, en cada uno de los ejes principales de la sección.

Se remite a los apartados **Criterios constructivos adoptados por la norma NCSE-94/NCSE-02** de este capítulo, para una explicación detallada de las modificaciones en el armado de las barras calculadas con cargas sísmicas según esta norma.

El programa considera una resistencia de cálculo del acero para la armadura transversal no mayor de 4.200 kg/cm², según los criterios establecidos por la Norma. Se determinan siempre un número par de ramas (2, 4, 6...).

1.4.2.1 Pandeo

El programa realiza de forma opcional la comprobación del efecto del pandeo en los pilares de acuerdo con el artículo 43.5.2 Pandeo / Comprobación de soportes aislados / Método aproximado de la norma EH-91.

1.4.2.2 Redistribución de momentos en vigas y diagonales

En el caso de EH-91 se realiza la comprobación de $y \leq 0.45d$ para cada una de las combinaciones de carga que utiliza el programa, siendo posible, por tanto, que en unas combinaciones sea posible hacer la redistribución y en otras no. Igualmente, no se realiza la redistribución en las combinaciones en las que los momentos en los nudos extremos sean de distinto signo (uno negativo y el otro positivo), y en las combinaciones en las que no exista momento positivo en el centro de la viga. Por tanto, para las combinaciones de carga en las que sea posible la redistribución, se realiza una disminución, en el porcentaje especificado por el usuario, de los momentos negativos en los extremos de cada combinación, calculándose a partir de estos valores la nueva envolvente.

No se permiten valores de redistribución mayores del 15%. No se considera la redistribución de momentos para el cálculo de flechas y fisuras.

1.4.2.3 Anclaje reducido

Siguiendo los criterios del Artículo 40 de la norma EH-91, el programa permite la consideración opcional de las longitudes de anclaje reducidas. Según el citado artículo, cuando el área de acero que se está colocando en una sección es mayor que el área de acero necesaria según el cálculo, será posible la reducción de la longitud de anclaje en un porcentaje de valor,

$$c = \frac{A_{necesaria}}{A_{real}}, \text{ siendo siempre } c \leq 1.$$

Además se comprobará que la longitud resultante de multiplicar el cociente c por la longitud de anclaje no sea menor de los siguientes valores:

- 10 diámetros.
- 15 cm.
- La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción.

Al determinar las longitudes de los refuerzos, el programa utilizará o no dicha reducción, dependiendo de que haya sido seleccionada por el usuario en las opciones de armado.

1.4.2.4 Comprobación de deformaciones

1.4.2.4.1 Flechas Instantáneas

La Norma EH-91 establece un procedimiento del cálculo de deformaciones de las piezas que permite calcular las flechas instantáneas y diferidas, teniendo en cuenta el estado real de fisuración de las vigas.

La formación de fisuras modifica el trabajo de las piezas, produciéndose cambios de tensiones entre las zonas de aparición de fisuras y las zonas donde no aparecen. Entre fisuras se produce un cambio del valor **EI** (**E**: Módulo de deformación, **I**=inercia de la sección). El valor de **EI** a considerar en el cálculo es un valor intermedio entre el de la sección sin fisurar y homogeneizada, y el de la sección fisurada y homogeneizada.

Por la influencia del factor **EI**, es de suponer que frente a una disminución del mismo por la fisuración de las secciones, se produzca un aumento de la deformación de la pieza. A mayor estado de fisuración, menor valor del factor **EI**, y por lo tanto, mayor flecha.

La fórmula establecida por la Instrucción EH-91 es la denominada FORMULA DE BRANSON cuya formulación es:

$$I_e = I_b \cdot \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 + I_f \cdot \left(1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right), \text{ siendo siempre } I_e \leq I_b$$

donde,

I_e es el momento de inercia equivalente a considerar en el cálculo de flechas.

M_f es el momento de fisuración de la sección, de valor

$$M_f = \frac{(F_{cf} \cdot I_b)}{y_1}$$

siendo,

F_{cf} es la resistencia a flexotracción, definida por la EH como

$$F_{cf} = 0.8 \cdot \sqrt[3]{F_{ck}^2}$$

I_b Momento de inercia bruta respecto al eje perpendicular al plano medio de la pieza, que pasa por c.d.g.

y₁ Distancia del c.d.g. de la sección bruta, es decir, considerando el hormigón sin fisuras y no teniendo en cuenta las armaduras, a la fibra extrema en tracción.)

M_a Es el momento flector aplicado en la sección en el estado de carga para el que se calcula la flecha.

I_f Es el momento de inercia de la sección fisurada, es decir, despreciando la zona de hormigón sometida a tracción, y homogeneizando las áreas de las armaduras multiplicándolas por el valor $m = (E_s / E_{sj})$, donde **E_s** es el módulo de deformación del acero, y **E_{sj}** es el módulo de deformación del hormigón para cargas instantáneas a la edad de j días.

Para el cálculo de flechas, programa considera un valor de módulo de deformación igual a $E = 19000 \cdot \sqrt{f_{ck}}$. No se considera el valor del módulo introducido en la base de perfiles, que se utiliza para el cálculo de esfuerzos.

El programa determina los valores de **I_e** para cada una de las vigas, y en diferentes secciones de las mismas, tomando, según la EH-91, el valor medio de **I_e** de la forma:

■ Para voladizos el valor de **I_e** en el arranque del voladizo.

■ Para Vanos interiores de dinteles continuos:

$$I_e = 0,70 \cdot I_{em} + 0,15 \cdot (I_{e1} + I_{e2})$$

■ Para Vanos extremos apoyado y el otro continuo:

$$I_e = 0,85 \cdot I_{em} + 0,15 \cdot I_{ec}$$

donde,

I_{em} Es el valor de **I_e** en el punto medio de la luz.

I_{e1}, I_{e2} Son los valores correspondientes a los apoyos.

I_{ec} Es el valor correspondiente al apoyo continuo.

1.4.2.4.2 Estado de carga para el cálculo de flechas instantáneas

Las flechas instantáneas se calculan en estado de servicio (sin mayorar), para lo cual el programa utiliza los valores de solicitaciones y cargas sin mayorar. Para el cálculo se utilizan las cargas introducidas en las

hipótesis 0, 1 y 2, 7 y 8, 9 y 10, las hipótesis móviles activas de 11 a 20 y la hipótesis de nieve (22). La flecha instantánea total está compuesta por los siguientes componentes:

- Flecha instantánea debida al peso propio de la estructura.
- Flecha instantánea debida al solado.
- Flecha instantánea debida a la tabiquería.
- Flecha instantánea debida a las sobrecargas de uso.

1.4.2.4.3 Flechas Diferidas

Las flechas adicionales producidas por cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar según la EH-91, multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor:

$$c = \frac{Ed}{(1 + 50 \cdot a)}$$

donde,

E Es un coeficiente en función de la duración de la carga, que según la norma EH-91 vale:

5 o más años	2,0
1 año	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0
1 mes	0,7
2 semanas	0,5

d Es el resultado del cociente $\frac{A_s'}{(B \cdot D)}$

siendo

A_s' el área de armadura comprimida

B el ancho de la pieza

D el canto útil de la pieza

A fin de evaluar la distribución de la armadura comprimida todo a lo largo de la pieza, el programa considera, siguiendo la EH-91, la variación de cuantías de armaduras comprimidas a lo largo de la pieza, de la forma:

- Para vigas simplemente apoyadas, se toma el valor del área de acero comprimida en la sección central de la barra.
- En el caso de piezas hiperestáticas, se adoptan los siguientes valores:

Vanos interiores de dinteles continuos:

$$dm = 0,70dc + 0,15 \cdot (d1 + d2)$$

Vanos con un extremo apoyado y el otro continuo:

$$dm = 0,85dc + 0,15 \cdot dec$$

donde,

- dc** Es el valor de la cuantía en el punto medio de la luz; d_1 y d_2 los correspondientes a los apoyos
- dec** El relativo al apoyo continuo con un extremo continuo y el otro apoyado.

1.4.2.5 Comprobación de Fisuración

El programa aborda la comprobación de la fisuración de los elementos horizontales, vigas, de la estructura siguiendo los criterios de distintas normativas. El estado de cargas considerado es el relativo a cargas de larga duración, para lo cual se remite al apartado anterior.

La comprobación de fisuración consiste en la determinación del ancho máximo de las fisuras que pueden producirse en un elemento estructural, a fin de evaluar el mayor o menor riesgo de corrosión de las armaduras. Por consecuencia, dependerá de las condiciones ambientales y de la actuación de las cargas bajo las cuales se calculan las fisuras.

Si la actuación de las cargas es esporádica o accidental, se producirá dicha fisura, pero al desaparecer la acción, ésta también desaparecerá, minorándose el riesgo de corrosión. Para combinación de estos dos factores, CONDICIONES AMBIENTALES Y COMBINACIÓN DE ACCIONES, la EH-91 propone los siguientes límites al ancho de las fisuras:

Condiciones ambientales	Combinación de acciones	Ancho máximo de fisura
No severas	Frecuentes	$\leq 0.4\text{mm}$
Moderadamente severas	Frecuentes	$\leq 0.2\text{mm}$
Severas	Raras	$\leq 0.2\text{mm}$
	Frecuentes	$\leq 0.1\text{mm}$

El programa calculará las fisuras para la combinación más desfavorable de las acciones introducidas en estado de servicio, es decir, sin mayorar, y con la hipótesis posteriormente explicada. Determina el valor CARACTERÍSTICO DEL ANCHO DE FISURA, valor asociado a un nivel de confianza del 95%, y lo compara con el límite del ancho de fisuras fijado por el usuario en el menú de opciones de armado.

Es importante considerar que el cálculo del ancho máximo de las fisuras se realiza exclusivamente para las hipótesis de carga siguiente:

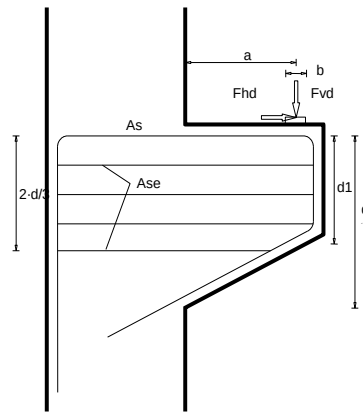
- CARGAS EN HIPÓTESIS 0
- CARGAS EN HIPÓTESIS 1/2, 7/8 (España), 9/10, multiplicadas por 0.4
- CARGAS EN HIPÓTESIS 11 a 20, multiplicadas por 0.4
- CARGAS EN HIPÓTESIS 22, multiplicadas por 0.4

Dichas hipótesis de carga consideran las cargas frecuentes sobre la estructura. Por tanto, debe de considerarse que las cargas introducidas en las hipótesis 3, 4, 25, 26, 5 y 6 NO SE CONSIDERAN en el cálculo de las fisuras. Además, si se introduce la suma de CONCARGAS y SOBRECARGAS en hipótesis 0, el ancho de fisura obtenido será mayor que el obtenido con el criterio anteriormente expuesto.

Por tratarse de una comprobación de ESTADO LIMITE DE UTILIZACIÓN, al igual que el cálculo de las flechas, el programa permite, opcionalmente la obtención de listados y gráficas de armado con valores de fisuras mayores de los límites fijados. Se deja constancia de ello en el listado correspondiente.

1.4.3 Ménsulas cortas de hormigón armado

Las ménsulas cortas de hormigón armado definidas en la estructura, se arman y comprueban de acuerdo con el artículo 61 de EH-91.



Para que una barra pueda considerarse una ménsula corta, debe cumplirse que

$$a \leq d$$

$$d_1 \geq d$$

siendo:

a distancia entre la acción vertical y la sección adyacente al soporte inferior;

d canto útil en la sección adyacente al soporte inferior;

d₁ canto útil medido en la sección exterior del área cargada.

Se comprueba que sus dimensiones cumplan estos rangos de validez. También invalidan aquellas ménsulas que soporten acciones verticales hacia arriba significativas.

Se considera que las acciones sobre la ménsula son siempre desde la cara superior, no contemplándose por tanto, el caso de cargas colgadas (artículo 61.4 de EH-91).

1.4.3.1 Armadura principal

La armadura principal, A_s , se calcula como el máximo entre

$$A_s = A_{sf} + A_{sn}$$

$$A_s = 2/3 \cdot A_{sv} + A_{sn}$$

$$A_s = 0,004 \cdot b \cdot d$$

siendo:

b Ancho de la ménsula en la cara del pilar;

A_{sf} Armadura necesaria para resistir el momento $M_d = F_{vd} \cdot a$ en la sección de arranque de la ménsula;

A_{sn} Armadura necesaria para resistir la tracción horizontal, es decir, $A_{sn} = F_{hd} / f_{yd}$;

A_{sv} Armadura necesaria para resistir el esfuerzo cortante $V_d = F_{vd}$, de acuerdo con la expresión, $A_{sv} = V_d / (f_{ytd} \cdot \cotg \theta)$, en la que

f_{ytd} = f_{yd} pero no mayor de 4200 Kgf/cm²;

θ es el ángulo que forman las compresiones oblicuas con el plano vertical, de forma que:

$\cotg \theta = 1,4$ si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar,

$\cotg \theta = 1,0$ si se hormigona sobre el hormigón endurecido del pilar o

$\cotg \theta = 0,7$ en el resto de casos.

También debe cumplirse que

$$\tau_d \leq 0,6 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta \cdot \cotg \theta$$

siendo $\tau_d = V_d / (b \cdot d) \leq 50 \text{ Kg/cm}^2$.

La armadura principal se ancla en el pilar con un codo de 90° más una longitud de anclaje en prolongación recta en vertical. En el extremo de la ménsula, se ancla a partir de una distancia igual a su diámetro desde la cara exterior de la zona cargada mediante uno de los siguientes procedimientos:

- Una barra transversal soldada del mismo diámetro de la armadura principal;
- Doblándola hacia abajo (para lo que se respeta el diámetro mínimo de doblado).

1.4.3.2 Armadura secundaria

Se dispone una armadura en forma de cercos paralelos a la armadura principal, distribuida uniformemente en una zona $d \cdot 2/3$ por debajo de la armadura principal. El área de esta armadura será no menor de $0,5 \cdot (A_s - A_{sn})$.

1.4.4 Cálculo de zapatas: cálculo estructural del cimiento

1.4.4.1 Introducción

El programa realiza las siguientes comprobaciones en cada una de las zapatas: resistencia a flexión, a cortante, comprobación adherencia, y resistencia al punzonamiento. Considera los aspectos referentes a zapatas recogidos en la EH-91. Se considera un diagrama rectangular constante de tensiones bajo la cimentación, de valor el de la tensión máxima determinada de la forma descrita en el apartado correspondiente.

El programa predimensiona el canto de la zapata con un valor inicial dependiente del tipo de zapata (I, II o III), definido en opciones de cálculo, según el siguiente criterio:

Zapatas Tipo III: 30cm (canto mínimo)

Zapatas Tipo I: vuelo/2

Zapatas Tipo II: 2 x vuelo

Zapatas Tipo M: De Hormigón en Masa. El valor de canto necesario para igualar la tensión en la base de la zapata a la máxima resistencia del hormigón a flexotracción.

Si una zapata es imposible de dimensionar según el tipo especificado, el programa pasa automáticamente al siguiente tipo, según el orden anterior, a fin de poder aumentar el canto.

1.4.4.2 Zapatas tipo I

Son las de uso más corriente en edificación. Se considera a efectos de cálculo un canto inicial igual a $v/2$, a partir del cual se realizan las comprobaciones exigidas por la norma, aumentando dicho canto si no se cumple alguna de ellas. Si alcanzado el canto máximo del Tipo I, $2v$, no se cumple alguna de las comprobaciones, el programa considera la zapata como no calculable en dicho tipo, pasando automáticamente al siguiente tipo. Se realizan las siguientes comprobaciones:

1.4.4.2.1 Comprobación a Punzonamiento y Cortante

Se define en la Norma EH-91 la sección de cálculo **S2**, situada a una distancia $d/2$ de la cara del pilar, de lados $b+d$ y d , donde b es el lado del pilar y d el canto útil de la zapata. Dichos valores se miden según la dirección en la que se realicen las comprobaciones. Se comprueba que:

En la comprobación a punzonamiento se verifica que la tensión tangencial producida por el cortante en una zona comprendida entre el borde de la zapata y una línea a distancia $d/2$ de la cara del pilar, es resistido por la sección **S2**, siendo la máxima tensión tangencial **2.0fcv**.

En la comprobación a cortante se verifica que la tensión tangencial producida por el cortante en una zona comprendida entre el borde de la zapata y una línea a distancia d de la cara del pilar, es resistido por la sección **S2**, siendo la máxima tensión tangencial menor o igual a **fcv**.

1.4.4.2.2 Comprobación a Flexión

En la Norma EH-91 se define la sección de cálculo **S1**, situada a **0.15b**, interior a la cara del pilar de lado b, para pilares de hormigón. Para pilares de acero, se simplifica la entrada de datos tomando la sección de referencia en la cara del pilar. En dicha sección se calcula la armadura a flexión, calculándose la sección para no necesitar armadura de compresión. La armadura mínima que se coloca es:

Barras separadas como máximo a 30cm

Cuantía geométrica mínima:

$$A_s = 1.8 \frac{4100}{f_{yk}} \cdot A_c \text{‰}$$

1.4.4.2.3 Comprobación de Adherencia

La máxima tensión de adherencia es T_{bd} . Se comprueba que la tensión de adherencia en la sección S1 es menor que T_{bd} , de la forma:

$$V_{d1} \leq \tau_{bd} \cdot 0.9 \cdot d \cdot n \cdot u$$

donde,

V_{d1} es el esfuerzo cortante mayorado en la sección S1

d es el canto útil de la sección.

n es el número de barras de la armadura por metro.

u es el perímetro de cada barra.

τ_{bd} = 0,95 (fcd) ^{2/3} ,, fcd resistencia de cálculo.

1.4.4.3 Zapatas tipo II

Se realizan las comprobaciones del apartado anterior.

1.4.4.4 Zapatas tipo III

Se realizan las mismas comprobaciones que en el Tipo I. El canto mínimo considerado es 30cm.

1.4.4.5 Zapatas tipo M o de hormigón en masa

Se dimensiona el canto para que exista en la base de la zapata una máxima tensión de tracción igual a la máxima tensión de cálculo del hormigón a flexotracción, a efectos de que no sea necesaria la colocación de armadura. El programa calcula, no obstante, una armadura mínima recomendada a efectos de redistribuciones de esfuerzos en la base, compuesta por barras separadas 30 cm. Se realizan las siguientes comprobaciones:

1.4.4.5.1 Comprobación de Punzonamiento

Se comprueba que la tensión tangencial resistida por un perímetro definido a distancia H/2 de la cara del pilar, no es mayor de **2f_{ctd}**, donde **f_{ctd}** es la resistencia de cálculo del hormigón a flexotracción, de valor:

$$f_{ctd} = \frac{0,375}{C_c} \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

donde

f_{ck} resistencia característica del hormigón

C_c coeficiente de minoración de resistencia

1.4.4.5.2 Comprobación a Cortante

Se comprueba que la tensión tangencial resistida por una sección paralela a cada uno de los lados y a distancia H de la cara del pilar, no es mayor de f_{ctd} , donde f_{ctd} tiene el valor definido anteriormente.

En cada uno de los tipos, el programa aumenta el canto, hasta conseguir que se cumplan todas las comprobaciones normativas. Si llegado al valor máximo, la zapata no cumple alguna comprobación, el programa pasa automáticamente al tipo siguiente, continuando con el aumento de canto. Los valores máximos del canto para cada tipo son:

Zapatas Tipo I: Canto máximo = $2v$

Zapatas Tipo II: Canto máximo = $4v$

Zapatas Tipo III: Canto máximo = $v/2$

Zapatas Tipo M: Canto máximo = $4v$

siendo v el vuelo de la zapata, es decir, la distancia entre la cara del pilar y el borde de la cimentación.

Se considera un recubrimiento de valor el definido en las opciones de cálculo, de valor al menos 5cm.

1.4.5 Muros de sótano

1.4.5.1 Cálculo de la armadura transversal (vertical)

Se consideran las cuantías mínimas a retracción y temperatura del artículo 38.3 de la EH-91, que para la armadura vertical son: 1,2‰ para AEH400, 0,9‰ para AEH500 y 0,8‰ para AEH600.

1.4.5.2 Cálculo de la armadura longitudinal (horizontal)

Se consideran las cuantías mínimas a retracción y temperatura del artículo 38.3 de la EH-91, que para la armadura horizontal son: 2,0‰ para AEH400, 1,6‰ para AEH500 y 1,4‰ para AEH600.

1.4.6 Forjados reticulares y forjados de losa maciza

1.4.6.1 Comprobación a pandeo de pilares

En los extremos de pilares de hormigón que estén contenidos en forjados reticulares o de losa maciza se considera un valor del coeficiente ψ igual a 1.00. Por tanto, si un pilar de hormigón tiene sus dos extremos contenidos en forjados reticulares o de losa, $\psi_A = \psi_B = 1.00$, y según los nomogramas de EH-91 Art.43.1.2 el valor del **factor de longitud de pandeo** α vale 0.78 o 1.3, según se compruebe el pandeo como intraslacional o traslacional respectivamente. Puede modificarse los valores de α utilizados por el programa, asignando a cada pilar los valores que el usuario crea conveniente a cada caso.

1.4.7 Fichas de forjados reticulares

1.4.7.1 Limitaciones de dimensiones de los nervios.

La norma EH-91 marca las siguientes limitaciones en las dimensiones de los nervios de un forjado reticular: Su ancho mínimo debe ser:

- $\geq 7 \text{ cm}$, $\geq d/4$; siendo d el canto del bloque aligerante o casetón
- La capa de compresión debe ser $u \geq 3 \text{ cm}$.
- Si se utilizan casetones recuperables, además, la capa de compresión debe ser $u \geq x/10$; siendo x la anchura de la parte horizontal del casetón.
- Si los nervios carecen de cercos,
 - $d \leq 80 \text{ cm}$, siendo d el canto útil del forjado
 - $a \leq 100 \text{ cm}$, siendo a la distancia entre nervios
 - $a \leq 8 \cdot b$, siendo b el ancho mínimo del nervio

1.4.7.2 Cálculo del armado de forjados reticulares y losas de forjado

1.4.7.2.1 Comprobación a Punzonamiento

Se realiza la comprobación a punzonamiento indicada por el artículo 55.5. de la Norma EH-91 con las siguientes salvedades (la nomenclatura utilizada es la indicada por dicha Norma):

La orientación del pilar (indicada por su eje Yp) podrá ser diferente a la de los nervios en que se discretiza la losa. Los pilares no tienen por qué ser verticales ni perpendiculares al plano del forjado o losa. Además, se recoge la posibilidad de que dichos pilares sean de sección circular. Un mismo pilar-ábaco puede pertenecer a dos o más forjados reticulares o losas adyacentes, si bien, un ábaco que pertenezca a ambos tipos de forjado se calculará al calcular el forjado reticular.

La posición del cortante a resistir (Nd) es la obtenida por el cálculo de esfuerzos, por lo que no tiene por qué coincidir en los ejes del soporte o de los nervios. Del mismo modo, la fibra neutra (c-c) puede tener cualquier orientación.

No es necesaria armadura de punzonamiento si se verifican:

$$N_d/A_c + a \cdot M_d \cdot u/J_c \leq 2 \cdot f_{cv}$$

$$N_d/A_c - a \cdot M_d \cdot v/J_c \leq 2 \cdot f_{cv}$$

En ningún caso la resistencia total a punzonamiento superará el valor **3·f_{cv}·A_c**

La contribución del hormigón a la resistencia a punzonamiento no superará el valor **f_{cv}·A_c**

donde,

N_d	Cortante a resistir.
A_c	Área resistente de la sección a comprobar (perímetro crítico).
a	Fracción del momento que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad del cortante.
M_d	Diferencia de momentos flectores de cálculo a ambos lados de la sección que define la fibra neutra de la sección a comprobar.
u,v	Distancia de la fibra neutra de la sección a comprobar a los límites de la misma.
J_c	Momento de inercia combinado de la sección a comprobar.
f_{cv}	Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón, en Kp/cm ²

No se considera la incidencia de soportes alargados (opcional, según EH-91).

No se considera la incidencia de agujeros próximos a los soportes (opcional, según EH-91).

Se descartan aquellos lados del perímetro crítico cuya distancia al borde del ábaco o del forjado o la losa sea inferior a 5 veces el canto útil de la losa. Los huecos del forjado y la losa se consideran también como bordes a estos efectos. Para ello se escogen tres puntos del lado (el central y sus dos extremos) y si dos o tres de ellos distan menos de dicha cantidad, 5d, al borde del ábaco, forjado o losa, se descarta el lado para el cálculo del perímetro crítico.

Se comprueba la no necesidad de armadura de punzonamiento en un perímetro crítico a distancia del borde del pilar 4 veces el canto útil de la losa (esta exigencia está basada en el código modelo CEB-FIP 1990).

1.4.7.2.2 Criterios Generales de Armado

Los criterios considerados en el armado de losas de forjados siguen las especificaciones generales de la Norma EH-91, así como las especificaciones particulares expuestas en el artículo 55 ("Placas sobre apoyos aislados") de la mencionada Norma.

No se utilizan redondos de diámetro superior a la décima parte del canto total del forjado reticular o losa (Art. 55.6 de EH-91) ni de diámetro superior a 25 mm.

No se tiene en cuenta la flexión lateral (flexión en el plano del forjado) en el cálculo del armado.

En forjados reticulares y losas macizas de forjado (pero no en losas de cimentación ni en losas de escalera) se permite, de forma opcional, considerar una redistribución (plastificación) de momentos flectores M_z en vanos de hasta un 15% del momento negativo, afectando tanto al armado de los nervios como de los ábacos. Esta redistribución se realiza vano a vano de cada nervio de forma independiente. Para la definición de los ‘apoyos’ (y por tanto los vanos) se utilizan los ‘picos’ de los momentos negativos de la hipótesis de carga permanente.

Se realizará esta redistribución siempre que el momento máximo positivo sea no menor de $\frac{1}{4}$ del máximo negativo ni mayor del máximo negativo y existan momentos negativos en ambos extremos (o próximos a cero). No se descenderá la gráfica de aquel extremo en que exista momento positivo.

1.4.7.2.3 Cálculo del Armado Longitudinal

Se ha considerado un diagrama rectangular de respuesta de las secciones, asimilable al diagrama parábola-rectángulo, y limitando la profundidad de la fibra neutra al canto útil (es decir, dominios de deformación del 1 al 4, inclusive). En el caso de forjados reticulares, el armado se calcula por nervios. En el caso de losas, el armado se calcula con la misma discretización realizada para el cálculo de esfuerzos: en bandas de ancho fijo a las que denominaremos **nervios** por su similitud con los nervios de un forjado reticular.

■ Armadura Base Longitudinal (Sólo para Losas de Forjado)

En toda la superficie de la losa de forjado se dispone un armado longitudinal en la cara inferior, siendo opcional en la cara superior, y en ambas direcciones. Estará constituido por barras o mallas electrosoldadas de un mismo diámetro y separación (aunque pueden ser diferentes para cada cara y dirección).

La separación entre redondos debe ser menor o igual a 25 cm (art. 55.6 de EH-91) y a dos veces el canto de la losa. Si no existe armado base superior, estas separaciones mínimas serán respetadas por la armadura longitudinal superior de refuerzo.

La cuantía geométrica mínima total en cada dirección (repartiéndola como 40% en superior y 60% en inferior si existe armado base superior e inferior; o como 100% en inferior en el caso de existir sólo armado base inferior) es, expresadas en tanto por mil de área de la sección de la losa (art. 38.3 de EH-91): AEH400->1.8,, AEH500->1.5,, AEH600->1.4

Esta armadura base, además de como armadura de reparto, se considera en el cálculo de los refuerzos (tanto como armadura de tracción como de compresión).

■ Armadura Longitudinal de Refuerzo de Nervios

El armado longitudinal de nervios se dispone exclusivamente en una capa de redondos (y en la misma que la armadura base en el caso de losas), respetándose la limitación de Norma (Art. 13.2.1 de EH-91) sobre distancia entre ellos: 1,25 veces el tamaño máximo del árido, 2 cm. para redondos de diámetro menor de 20 mm. y un diámetro para el resto. No se consideran grupos de barras.

Si es necesario armado de tracción, éste cumplirá el Art. 38.1 de EH-91: si $U_s < 0,04 \cdot U_c$, multiplicar A_s por **1,5-12,5·Us/Uc**.

Un tercio de la armadura inferior máxima de cada nervio (armado base más refuerzos en el caso de losas) se prolonga en toda su longitud (art. 40.1 de EH-91). Para este armado se considera como nervio una alineación de nervios entre bordes exteriores o interiores (debidos a huecos) del forjado.

En el caso de forjados reticulares, el armado longitudinal del nervio existente en la sección límite nervio - ábaco, se prolonga en toda la longitud del ábaco. De esta forma, no se producen cortes de barras en el interior de los ábacos.

Se coloca, al menos, un armado constituido por barras cuya separación sea como máximo la máxima permitida por normativa (25 cm o dos veces el canto de la losa, según EH-91;) y con una cuantía, en cm^2/m , de al menos **0,025·d**, siendo **d** el canto útil de la losa en centímetros. La longitud de dichos redondos será de al menos 2 veces el canto de la losa. Esta armadura no será necesaria si el forjado o losa dispone de una armadura base superior. Esta armadura podría sustituirse por el armado transversal de los zunchos de borde, aunque el programa no lo realiza de forma automática.

Para la armadura de refuerzo superior, en los casos en los que la longitud de anclaje que es posible colocar mediante un anclaje en patilla sea inferior a la necesaria, se representa en los planos de croquis el símbolo (*) y la longitud de patilla necesaria.

En el caso de forjados reticulares, la armadura de tracción cumplirá la cuantía geométrica mínima indicada en el artículo 38.3 de EH-91 para el caso de vigas. Para ello se considera el nervio como una viga rectangular de ancho el ancho eficaz de cortante (b_w) y canto el del forjado.

■ Armadura Transversal de Nervios

En los forjados reticulares, la armadura transversal de los nervios es opcional (Ver **Opciones de Cálculo**). Si no se desea este tipo de armado, deben cumplirse las limitaciones de dimensiones indicadas en la Norma, y recogidas en el apartado **Creación de fichas de forjados reticulares**.

En las losas de forjado, no se considera armadura transversal de nervio. Si el hormigón no fuera suficiente para resistir el cortante y se necesitara por cálculo, el programa lo indicará mediante un mensaje de error del nervio.

En el caso de que sea necesaria armadura transversal en un forjado reticular, se cumplen las separaciones mínimas impuestas por el artículo 39.1.3.3.1 de la Norma EH-91. Dicha armadura transversal se realiza mediante cercos ortogonales a la directriz del nervio. Las ramas laterales toman la inclinación respecto a la horizontal g inicial de los paramentos laterales del nervio (la inclinación del lado lateral inferior del polígono que define la geometría del nervio). En cada barra de la retícula, la armadura transversal es constante.

Se cumple que la contribución de la armadura transversal a la resistencia del esfuerzo cortante, V_{su} , es:

$$V_{su} = \sum (A_s \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \sin(g))$$

con

Σ : Sumatorio.

A_s : Sección, por unidad de longitud, según un plano horizontal, de las armaduras transversales que atraviesan dicho plano.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura transversal, no mayor de 4.200 Kp/cm².

d : Canto útil.

El ancho eficaz, **b_w** , es:

- El ancho mínimo del nervio si la sección considerada está solicitada con momentos positivos.
- El ancho del nervio, a una altura desde el borde inferior del mismo $d/4$, si la sección está solicitada con momentos negativos, siendo d el canto útil de la sección.

Se considera la armadura longitudinal existente en la sección de los nervios del reticular para calcular la necesidad o no de armadura transversal, según las consideraciones del Art.39.1.4.2.2 de EH-91.

1.4.7.3 Cálculo del Armado de Ábacos

1.4.7.3.1 Armadura longitudinal de ábacos (sólo para forjados reticulares)

La separación entre redondos debe ser menor o igual a 25 cm (art. 55.6 de EH-91). La cuantía geométrica mínima total en cada dirección (superior más inferior) es, expresadas en tanto por mil de área de la sección del ábaco y según el art. 38.3 de EH-91: **1,8‰** para **AEH400**, **1,5‰** para **AEH500** y **1,4‰** para **AEH600**.

Además, en cada cara (superior e inferior) existe una cuantía mínima de un tercio de la mencionada. En todo caso, existe un armado mínimo consistente en barras del diámetro mínimo que se fije y separadas 25 cm.

Para la armadura de refuerzo superior, en los casos en los que la longitud de anclaje que es posible colocar mediante un anclaje en patilla sea inferior a la necesaria, se representa en los planos de croquis el símbolo (*) y la longitud de patilla necesaria.

1.4.7.3.2 Armadura Transversal de Ábacos

La armadura de punzonamiento se dispone mediante barras longitudinales y cercos verticales en las direcciones de los nervios (teniendo en cuenta que puede haber ábacos comunes a varios forjados), y en los bordes del forjado si el ábaco está en él. Conformen, en cada dirección, una **jaula** de anchura la del soporte y de longitud la del ábaco. El primer cerco se dispone a una distancia de **0,5·d** del soporte. El resto, se disponen separados una misma distancia que es menor de **0,75·d** (en ambos casos, **d** es el menor canto útil de los forjados del ábaco).

1.4.8 Armado de muros resistentes de hormigón

1.4.8.1 Normas Españolas (EH-91 y EHE)

Se define, para el pandeo vertical, **l** como la altura del muro y **s** como su anchura; y para el pandeo horizontal **l** como la anchura del muro y **s** como su altura.

Se define una excentricidad accidental, a añadir a todas las combinaciones de flexocompresión de valor **$e = \max(t/20, 2 \text{ cm})$** siendo **$t$** el espesor del muro.

La longitud de pandeo, **l_0** , viene dada por la expresión **$l_0 = \beta \cdot l$** .

Si la estructura es intraslacional, el factor β tiene un valor comprendido entre 0,5 y 1,0, en función de la relación l/s . Si la estructura es traslacional, el factor β tiene un valor comprendido entre 1,0 y 2,0, en función de la mencionada relación l/s . La tabla siguiente resume los valores de β , teniendo en cuenta que los valores intermedios se interpolan linealmente.

l/s	Traslacional	Intraslacional
≤ 1	1,0	0,5
2	1,6	0,8
≥ 4	2,0	1,0

La esbeltez de un muro (horizontal o vertical) viene dada por la expresión $\lambda = l_0/t$. La norma española no da ningún tipo de limitación al valor de la esbeltez.

La esbeltez ficticia (de segundo orden) de un muro viene dada por la expresión

$$e_a = 15/E_c \cdot (t + e_1) \cdot \lambda^2$$

donde E_c es el módulo instantáneo de deformación del hormigón, en MPa, y e_1 es la excentricidad determinante, cuyo valor es:

En pandeo horizontal, es la excentricidad de primer orden en el punto de estudio.

En pandeo vertical y estructura traslacional, es la máxima excentricidad de primer orden entre la parte inferior y la superior del trozo de muro considerado.

En pandeo vertical y estructura intraslacional, es la máxima excentricidad de primer orden en el tercio central de la vertical del muro que pasa por el punto de estudio.

La excentricidad total a considerar, viene dada por la suma de la excentricidad de primer orden, más la excentricidad accidental, más la excentricidad ficticia.

1.4.8.2 Limitaciones constructivas

Las normas EH-91 y EHE no poseen ninguna reglamentación específica de muros resistentes de hormigón armado, por lo que se utilizan las prescripciones generales que sean aplicables, así como criterios habituales en este tipo de elementos.

La separación máxima entre redondos es de 30 cm, aunque no puede ser mayor de 5 veces el espesor del muro.

Si la cuantía geométrica de la armadura horizontal o vertical supera el 2%, se coloca armadura transversal aunque no sea necesaria por cálculo.

La cuantía mecánica de la armadura horizontal o vertical no puede superar la del hormigón. Dicha cuantía debe ser, al menos, la indicada en el artículo 38.3 para muros:

EH-91	AEH-400/B400S	AEH-500/B500S	AEH-600/-
Horizontal	0,0020	0,0016	0,0014
Vertical	0,0012	0,0009	0,0008

Se considera la reducción del 10% de la resistencia del hormigón del Art 26.5 de EH-91 (piezas hormigonadas verticalmente).

La separación máxima de la armadura transversal es de 50 cm. Si el diámetro máximo longitudinal es mayor de 12mm, la separación máxima de la armadura transversal no podrá superar 15 veces el diámetro mínimo de la armadura longitudinal.

1.5 Norma EHE (1998)

La EHE es la Instrucción de Hormigón Estructural, aprobada el 11 de Diciembre de 1998 y se utiliza sólo en la tercera colección de normativas para España indicadas en la introducción de este capítulo. Para la segunda colección, esta norma se sustituye por la EHE-08.

1.5.1 EHE: Hipótesis de cargas

La normativa EHE de España establece sus propias combinaciones de acciones, que el programa utilizará para los elementos de hormigón (barras, cimentaciones, forjados, muros de hormigón, etc.) si se selecciona como norma a usar.

Recuerde que también podrá utilizar, para los elementos de hormigón, las combinaciones explícitas que se seleccionen, en cuyo caso, no es de aplicación este apartado.

1.5.1.1 Clasificación de las acciones por su variación en el tiempo

La EHE clasifica las acciones de la forma siguiente:

- **Acciones Permanentes (G).** Actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición.
- **Acciones Permanentes de Valor no Constante (G*).** Actúan en todo momento pero su magnitud no es constante. Ejemplo: acciones reológicas y del pretensado.
- **Acciones Variables (Q).** Incluyen las sobrecargas de uso, climáticas, debidas al proceso constructivo.
- **Acciones Accidentales (A).** Posibilidad de actuación pequeña pero de gran importancia. Impactos, explosiones, sismo.

En el programa la hipótesis 0 se utiliza para las acciones permanentes (G), no considerándose las acciones permanentes de valor no constante (G*). Las hipótesis 1, 2, 3, 4, 25, 26, 7, 8, 9, 10, 11 a 20, 21 y 22, del programa, se utilizan para las acciones variables (Q). Las hipótesis 5, 6, 23 y 24, se utilizan para las acciones accidentales (A).

1.5.1.2 Valores característicos de las acciones

La Norma EHE establece los valores de las densidades del hormigón en masa y armado:

Hormigón en masa: 2300 Kg/m³

Hormigón armado y pretensado: 2500 Kg/m³

El programa utiliza el valor de 2500 Kg/m³ como la densidad del hormigón armado.

1.5.1.3 Valores representativos de las acciones

En la Norma EHE se define el valor representativo de una acción se obtiene afectando su valor característico por un factor:

$$\psi_l \cdot F_k$$

Este valor corresponde a las de la norma de acciones.

F_k Valor característico

$F_0 = \psi_0 \cdot F_k$ Valor representativo de combinación

$F_1 = \psi_1 \cdot F_k$ Valor representativo frecuente

$F_2 = \psi_2 \cdot F_k$ Valor representativo cuasi permanente

En el **ANEXO 7 Recomendaciones para la protección adicional contra el fuego de elementos estructurales** de la EHE se indica que "Dado que las normas de acciones para edificación, en su versión

actual, no incluyen ningún criterio [...] se pueden adoptar los valores de la tabla A.7.1 para los casos más frecuentes". En dicha tabla, se indica:

Acción	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga de viviendas y oficinas	0,5	0,3
Sobrecargas de acumulación de personas y aparcamientos de vehículos ligeros	0,7	0,6
Sobrecargas de almacenamiento	0,9	0,8
Nieve	0,2	0,0
Viento	0,5	0,0

En el ANEXO 13 Documento Nacional de Aplicación de la norma UNE ENV 1992-1-1 Experimental de la EHE, en su apartado A.2.4 Coeficientes de combinación ψ , se suministra la siguiente tabla:

Uso del elemento	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecargas de uso en edificios			
Azoteas			
no accesibles	0,7	0,5	0,3
accesibles	s/us o	s/us o	s/us o
Viviendas			
Habitaciones	0,7	0,5	0,3
Escaleras y accesos públicos	0,7	0,5	0,3
Balcones volados	0,7	0,5	0,3
Hoteles, hospitales, cárceles...			
Zonas de dormitorios	0,7	0,5	0,3
Zonas públicas, escaleras y accesos	0,7	0,7	0,6
Locales de reunión y espectáculo	0,7	0,7	0,6

Balcones volados	s/us o	s/us o	s/us o
Oficinas y comercios			
Locales privados	0,7	0,5	0,3
Oficinas públicas	0,7	0,5	0,3
Tiendas	0,7	0,7	0,6
Galerías comerciales, escaleras y accesos	0,7	0,7	0,6
Locales de almacén	1,0	0,9	0,8
Balcones volados	s/us o	s/us o	s/us o
Edificios docentes			
Aulas, despachos y comedores	0,7	0,7	0,6
Escaleras y accesos	0,7	0,7	0,6
Balcones volados	s/us o	s/us o	s/us o
Iglesias, edificios de reunión y espectáculo			
Locales con asientos fijos	0,7	0,7	0,6
Locales sin asientos fijos, escaleras	0,7	0,7	0,6
Balcones volados	s/us o	s/us o	s/us o
Calzadas y garajes			
Vehículos de peso <30kN	0,7	0,7	0,6
Vehículos entre 30kN y 160kN	0,7	0,5	0,3

Otras sobrecargas			
Nieve	0,6	0,2	0,0
Viento	0,6	0,5	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,0

Los valores representativos de las acciones no existen en la EH-91. Los coeficientes de combinación, ψ_1 no están definidos ni en EHE ni en NBE-AE-88. Sólo aparecen fijados en los anejos mencionados. Sin embargo, el Código Técnico de la Edificación (CTE), publicado en marzo de 2006 y que deroga la NBE AE-88, sí establece los valores de ψ_1 . Vea el apartado correspondiente al CTE para más información.

En el programa se pueden fijar los valores de ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 para los grupos de hipótesis gravitatorias (1, 2, 7, 8, 9 y 10), móviles (11 a 20), viento (3, 4, 25 y 26), nieve (22) y temperatura (21).

En la función **Cargas>Opciones...** del programa existe el grupo de opciones **Coeftes. Combinación** donde se fijan los valores de los coeficiente de combinación ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 para 5 grupos de hipótesis de carga: las cargas gravitatorias (hipótesis 1, 2, 7, 8, 9 y 10), móviles (hipótesis 11 a 20), viento (hipótesis 3, 4, 25 y 26), nieve (hipótesis 22) y temperatura (hipótesis 21). Los valores por defecto de ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 utilizados son:

Gravitatorias y móviles: **0.7, 0.5 y 0.3.**

Viento: **0.6, 0.5 y 0.0.**

Nieve: **0.5, 0.2 y 0.0.**

Temperatura: **0.6, 0.5 y 0.0.**

1.5.1.4 Valores de cálculo de las acciones

Según la Norma EHE, el valor representativo afectado por un coeficiente parcial de seguridad.

$$F_d = \gamma_f \cdot \psi_l \cdot F_k$$

Para los **Estados Límites Últimos (ELU)**, la Norma EHE propone unos coeficientes de seguridad corregidos de acuerdo con el nivel de control de ejecución. La Tabla de la EHE es la siguiente:

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria				Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable			Efecto favorable	Efecto desfavorable
		Control de la ejecución				
		Intenso	Normal	Reducido		
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,60$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,60$	$\gamma_{G^*} = 1,80$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria				Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable			Efecto favorable	Efecto desfavorable
		Control de la ejecución				
		Intenso	Normal	Reducido		
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 1,60$	$\gamma_Q = 1,80$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental					$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Los valores son similares a los de EH-91, con la diferencia de que en EH-91 no existe diferentes situaciones, ni cargas de tipo permanente no constante ni de tipo accidental.

En la función **Cargas>Opciones...** del programa existe el grupo de opciones **Coeftes. Seguridad** donde se fijan los valores de los coeficiente de seguridad en función del material. Por defecto el programa toma los valores correspondientes a control de ejecución Normal:

- Acciones Permanente (0): $\gamma_G = 1,50$
- Acciones Variables Gravitatorias (1,2,7,8,9 y 10): $\gamma_Q = 1,60$
- Acciones Variables Móviles (11 a 20): $\gamma_Q = 1,60$
- Acciones Variables Viento(3, 4, 25 y 26): $\gamma_Q = 1,60$
- Acciones Variables Nieve(22): $\gamma_Q = 1,60$
- Acciones Variables Temperatura (21): $\gamma_Q = 1,60$
- Acciones Accidentales Sismo(5, 6 y 24): $\gamma_A = 1,00$
- Acción Accidental (23): $\gamma_A = 1,00$

Para los Estados Límites de Servicio (ELS), la EHE adopta los siguientes coeficientes de seguridad:

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente constante	no	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Estos valores son similares a los de EH-91. El programa considera un coeficiente de valor 1,00 para todos los tipos de acciones $\gamma_G = \gamma_Q = \gamma_A = 1,00$

1.5.2 EHE: Combinación de acciones realizadas por Tricalc

En **Tricalc** se utilizarán las combinaciones generales, no simplificadas, aunque no se contempla la existencia de las cargas permanentes no constantes (G^*), Las cargas variables (Q) se agrupan por las hipótesis de

carga del programa, sobrecargas alternativas: 1-2, 7-8 y 9-10, cargas móviles: 11 a 20, cargas de viento: 3, 4, 25 y 26, y, cargas de nieve, y cargas de temperatura.

La caja de diálogo de la función **Cargas>Opciones...** permite modificar los valores de los coeficientes de seguridad y los coeficientes de combinación de cada uno de los tipos de cargas.

Las combinaciones que efectúa el programa son las siguientes:

1.5.2.1 Estados Límite Últimos (ELU)

El Artículo 13.2 de EHE distingue las siguientes situaciones:

- Situaciones permanentes o transitorias

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$$

- Situaciones accidentales

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

- Situaciones sísmicas

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \sum_{j=1} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

donde,

G_k	Valor característico de las acciones permanentes
G_k^*	Valor característico de las acciones permanentes no constantes
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante (una de las acciones variables)
A_k	Valor característico de la acción accidental
$A_{E,k}$	Valor característico de la acción sísmica

EHE también permite utilizar estas combinaciones simplificadas:

- Situaciones permanentes o transitorias

$$\gamma_G \cdot G_k + \sum_{j=1} 0,9 \cdot \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{Q,j} \cdot Q_{k,j}$$

- Situaciones sísmicas

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \sum_{j=1} 0,8 \cdot \gamma_{Q,j} \cdot Q_{k,j}$$

En el programa **Tricalc**, se utilizan las situaciones no simplificadas. Además, en **Tricalc** no existen cargas permanentes de valor no constante (G^*), y las sobrecargas (Q) se agrupan en las siguientes familias:

- Familia 1

Sobrecargas alternativas. Corresponden a las hipótesis 1, 2, 7, 8, 9 y 10

- Familia 2

Cargas móviles. Corresponden a las hipótesis 11 a 20, inclusive.

- Familia 3

Cargas de viento. Corresponden a las hipótesis 3, 4, 25 y 26 (y a las -3, -4, -25 y -26 si se habilita el sentido $\pm$)

- Familia 4

Carga de nieve. Corresponde a la hipótesis 22.

Carga de temperatura. Corresponde a la hipótesis 21.

Las combinaciones realizadas por el programa se pueden agrupar entonces de la siguiente forma:

1.5.2.1.1 Situaciones permanentes o transitorias

A la hipótesis 0 se le puede aplicar su coeficiente de mayoración de efecto desfavorable (en general de valor 1,5) o el coeficiente de efecto favorable (de valor 1,0). Al resto de hipótesis se les aplica su coeficiente de mayoración (en general de valor 1,6). Por tanto, las combinaciones realizadas por el programa son **el doble** de las indicadas a continuación, dado que en cada una de ellas se deben aplicar dos coeficientes diferentes para la hipótesis cero.

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes $2 \cdot 10 = 20$ combinaciones:

0

0 + 1

0 + 2

0 + 1 + 2

0 + 7

0 + 8

0 + 7 + 8

0 + 9

0 + 10

0 + 9 + 10

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

0 + (11 a 20)

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

0

$\pm$
3|4|25|26

0 + 21

0 + 21

$\pm$
3|4|25|26

$$0 + 22$$

$$0 + 22 \quad \pm \quad 3|4|25|26$$

$$0 + 21 + 22$$

$$0 + 21 + 22 \quad \pm \quad 3|4|25|26$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + 1 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 2 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 1 + 2 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 7 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 8 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 7 + 8 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 9 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 10 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 9 + 10 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (1) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (2) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (7) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (8) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9) + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (10) + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10) + (11 \text{ a } 20)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de la segunda y tercera columna):

$$0 + 1 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 2 + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 1 + 2 + \psi_{0,Temp} \cdot 21$$

$$0 + 7 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 8 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + 7 + 8 + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 9 + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (2) + 21 \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) + 21$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7) + 22 \pm 3|4|25|26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (8) + 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) + 22 \pm 3|4|25|26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9) + 21 + 22 \pm 3|4|25|26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (10) + 21 + 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3|4|25|26)$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3|4|25|26)$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3|4|25|26)$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3|4|25|26)$$

$$0 + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \pm 3|4|25|26$$

$$\begin{matrix} 0 & + & \psi_{0,\text{Móviles}} \cdot (11 & \alpha & + & 21 \\ 20) \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} 0 & + & \psi_{0,\text{Móviles}} \cdot (11 & \alpha & + & 21 \\ 20) \end{matrix} \quad \begin{matrix} \pm \\ 3|4|25|26 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} 0 & + & \psi_{0,\text{Móviles}} \cdot (11 & \alpha & + & 22 \\ 20) \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} 0 & + & \psi_{0,\text{Móviles}} \cdot (11 & \alpha & + & 22 \\ 20) \end{matrix} \quad \begin{matrix} \pm \\ 3|4|25|26 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} 0 & + & \psi_{0,\text{Móviles}} \cdot (11 & \alpha & + & 21 + & 22 \\ 20) \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} 0 & + & \psi_{0,\text{Móviles}} \cdot (11 & \alpha & + & 21 + & 22 \\ 20) \end{matrix} \quad \begin{matrix} \pm \\ 3|4|25|26 \end{matrix}$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas quedan las combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las demás columnas):

$$0 + 1 \quad + \quad \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 20) \quad 26)$$

$$0 + 2 \quad + \quad \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Temp} \cdot 21 \quad 20)$$

$$0 + 1 + 2 \quad + \quad \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Temp} \cdot 21 \quad + \quad \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 20) \quad 26)$$

$$0 + 7 \quad + \quad \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Nieve} \cdot 22 \quad 20)$$

$$0 + 8 \quad + \quad \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Nieve} \cdot 22 \quad + \quad \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 20) \quad 26)$$

$$0 + 7 + 8 \quad + \quad \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Temp} \cdot 21 \quad + \quad \psi_{0,Nieve} \cdot 22 \quad 20)$$

$$0 + 9 \quad + \quad \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Temp} \cdot 21 \quad + \quad \psi_{0,Nieve} \cdot 22 \quad + \quad \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 20) \quad 26)$$

$$0 + 10$$

$$0 \quad + \quad 9 \quad + 10$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1) \quad + \quad (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 20) \quad 26)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (2) \quad + \quad (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Temp} \cdot 21 \quad 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) \quad + \quad (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Temp} \cdot 21 \quad + \quad \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 20) \quad 26)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7) \quad + \quad (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Nieve} \cdot 22 \quad 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (8) \quad + \quad (11 \alpha \quad + \quad \psi_{0,Nieve} \cdot 22 \quad + \quad \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 20) \quad 26)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) + \frac{(11 \text{ a } 20)}{\psi_{0,Nieve} \cdot 22} + \psi_{0,Temp} \cdot 21 +$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9) + \frac{(11 \text{ a } 20)}{\psi_{0,Nieve} \cdot 22} + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (10)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (2) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 21$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 21 \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (8) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 22 \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 21 + 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 21 + 22 \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (10)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10)$$

1.5.2.1.2 Situaciones accidentales

A la hipótesis 0 (carga permanente, G) y a las sobrecargas (Q: alternativas, móviles, viento, temperatura y nieve) se les aplica el coeficiente 1,0. A la hipótesis 23 de carga accidental, A, se le aplica su coeficiente de mayoración, cuyo valor es en general 1,0.

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (7 + 8) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10) + 23$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes 9 combinaciones:

$$0 + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + 23$$

$$0 + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (7 + 8) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10) + \frac{\psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)}{20} + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de la segunda columna):

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1) + \frac{\psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)}{20} + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \frac{\psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)}{20} + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) + \frac{\psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)}{20} + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + \frac{\psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)}{20} + 23$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas quedan las siguientes $10 \cdot 9 \cdot 2 = 180$ combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 + 23$$

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{1,Temp} \cdot 21 + \Psi_{1,Nieve} \cdot 22 + 23$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{1,Temp} \cdot 21 + \Psi_{1,Nieve} \cdot 22 + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas quedan las siguientes $5 \cdot 10 \cdot 9 \cdot 3 = 1350$ combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las demás columnas):

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \alpha + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2 + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \alpha + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \alpha + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 + 23 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 + 23 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 + 23 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

1.5.2.1.3 Situaciones sísmicas

A la hipótesis 0 (carga permanente, G) y a las sobrecargas (Q: alternativas, móviles, viento, temperatura y nieve) se les aplica el coeficiente 1,0. A las hipótesis de sismo (A_E : 5, 6 y 24) se les aplica su coeficiente de mayoración, cuyo valor es en general 1,0 o 1,12.

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 + sismo

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) \quad \pm 5$$

$$0 \quad \pm 6$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) \quad \pm 6$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) \quad \pm 6$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) \quad \pm 6$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) \quad \pm 6$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) \quad \pm 6$$

$$0 \quad \pm 24$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) \quad \pm 24$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) \quad \pm 24$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) \quad \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) \pm 24$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 + carga sísmica

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 + 20) \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 + 20) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 + 20) \pm 24$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 + carga sísmica

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 6$$

$$0 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \cdot \frac{\pm}{24}$$

$$0 + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 \cdot \frac{\pm}{24}$$

$$0 + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \cdot \frac{\pm}{24}$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 + cargas sísmicas

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{5}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{5}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{5}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{5}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{5}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{6}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{6}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{6}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{6}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{6}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{24}$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \cdot \frac{\pm}{24}$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \pm 24$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las siguientes columnas):

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3 + cargas sísmicas

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 24$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 20) \pm 24$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3 + cargas sísmicas

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las siguientes columnas):

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 20) \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 4) \pm 20) \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 20) \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 20) \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 4) \pm 20) \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 \pm 6 | 4 | 25 | 26) \pm 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 \pm 6 | 4 | 25 | 26) \pm 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 \pm 6 | 4 | 25 | 26) \pm 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 \pm 6 | 4 | 25 | 26) \pm 20)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 \text{ a } \pm 24)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

1.5.2.2 Estados Límite de Servicio

El Artículo 13.3 de EHE distingue las siguientes combinaciones:

- Combinación poco probables

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$$

- Combinación frecuente

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

- Combinación cuasi permanente

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \sum_{j=1} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

EHE también permite utilizar estas combinaciones simplificadas:

- Situación poco probable o frecuente

$$\gamma_G \cdot G_k + \sum_{j=1} 0,9 \cdot \gamma_{Q,j} \cdot Q_{k,j}$$

- Situación cuasi permanente

$$\gamma_G \cdot G_k + \sum_{j=1} 0,6 \cdot \gamma_{Q,j} \cdot Q_{k,j}$$

En el programa **Tricalc** se utilizarán las combinaciones no simplificadas, aunque no se contempla la existencia de cargas permanentes de valor no constante (G^*), y las sobrecargas (Q) se agrupan en las siguientes familias:

- Familia 1

Sobrecargas alternativas. Corresponden a las hipótesis 1, 2, 7, 8, 9 y 10

- Familia 2

Cargas móviles. Corresponden a las hipótesis 11 a 20, inclusive.

- Familia 3

Cargas de viento. Corresponden a las hipótesis 3, 4, 25 y 26 (y a las -3, -4, -25 y -26 si se habilita el sentido $\pm$)

- Familia 4

Carga de nieve. Corresponde a la hipótesis 22.

Carga de temperatura. Corresponde a la hipótesis 21.

Las combinaciones realizadas por el programa se pueden agrupar entonces de la siguiente forma:

1.5.2.2.1 Combinaciones poco probables

A todas las hipótesis se les aplica el coeficiente de seguridad 1,0.

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$G_k + Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + 1$$

$$0 + 2$$

$$0 + 1 + 2$$

$$0 + 7$$

$$0 + 8$$

$$0 + 7 + 8$$

$$0 + 9$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$G_k + Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + (11 \text{ a } 20)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$G_k + Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 \quad \pm 3|4|25|26$$

$$0 + 21$$

$$0 + 21 \quad \pm 3|4|25|26$$

$$0 + 22$$

$$0 + 22 \quad \pm 3|4|25|26$$

$$0 + 21 + 22$$

$$0 + 21 + 22 \quad \pm 3|4|25|26$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2

$$G_k + Q_{k,F1} + \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$G_k + Q_{k,F2} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + 1 \quad + \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 2 \quad + \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 1 + 2 \quad + \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 7 \quad + \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 8 \quad + \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 7 + 8 \quad + \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 9 \quad + \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 10 \quad + \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 9 + 10 \quad + \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (1) \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (2) \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7) + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (8) + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9) + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (10) + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10) + (11 \text{ a } 20)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3

$$G_k + Q_{k,F1} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + Q_{k,F3} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las demás columnas):

$$0 + 1 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 2 + \psi_{0,Temp} \cdot 21$$

$$0 + 1 + 2 + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 7 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + 8 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 7 + 8 + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + 9 + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1) \quad \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (2) \quad + 21$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) \quad + 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7) \quad + 22 \quad \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (8) \quad + 21 + 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) \quad + 21 + 22 \quad \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (10)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3

$$G_k + Q_{k,F2} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + Q_{k,F3} + \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + (11 \text{ a } 20) \quad + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) \quad + \psi_{0,Temp} \cdot 21$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) \quad + \psi_{0,Temp} \cdot 21 \quad + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) \quad + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) \quad + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 \quad + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) \quad + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0, \text{Temp}} \cdot 21 + \psi_{0, \text{Nieve}} \cdot 22 + \psi_{0, \text{Viento}} (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } 20) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } + 21 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } + 21 \text{ a } 20) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } + 22 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } + 22 \text{ a } 20) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } + 21 \text{ a } + 22 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } + 21 \text{ a } + 22 \text{ a } 20) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3

$$G_k + Q_{k, F1} + \Psi_{0, F2} \cdot Q_{k, F2} + \Psi_{0, F3} \cdot Q_{k, F3}$$

$$G_k + Q_{k, F2} + \Psi_{0, F1} \cdot Q_{k, F1} + \Psi_{0, F3} \cdot Q_{k, F3}$$

$$G_k + Q_{k, F3} + \Psi_{0, F1} \cdot Q_{k, F1} + \Psi_{0, F2} \cdot Q_{k, F2}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las demás columnas):

$$0 + 1 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } 20) + \psi_{0, \text{Viento}} (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 2 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 1 + 2 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } 20) + \psi_{0, \text{Temp}} \cdot 21$$

$$0 + 7 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } 20) + \psi_{0, \text{Temp}} \cdot 21 + \psi_{0, \text{Viento}} (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 8 + \psi_{0, \text{Móviles}} (11 \text{ a } 20) + \psi_{0, \text{Nieve}} \cdot 22$$

$$0 + 7 + 8 + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 9 + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + 10 + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 9 + 10$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1) + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7) + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (8) + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9) + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (10) + (11 \text{ a } 20) + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (2) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 21$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 21 \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (8) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 22 \quad \pm \quad 3|4|25|26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 21 + 22$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9) + \psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 21 + 22 \quad \pm \quad 3|4|25|26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (10)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10)$$

1.5.2.2.2 Combinaciones frecuentes

A todas las hipótesis se les aplica el coeficiente de seguridad 1,0.

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2

$$G_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$G_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (7 + 9) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3

$$G_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las siguientes columnas):

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1) + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3

$$G_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas quedan las combinaciones:

$$0 + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{2,Temp} \cdot 21 + \psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{1,Temp} \cdot 21 + \Psi_{1,Nieve} \cdot 22 \\ 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \Psi_{1,Temp} \cdot 21 + \Psi_{1,Nieve} \cdot 22 + \\ 20) \quad \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26 \\)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3

$$G_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las demás columnas):

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (1) \quad + \quad \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha \quad + \\ 20) \quad \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | \\ 26)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (2) \quad + \quad \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \quad \Psi_{2,Temp} \cdot 21 \quad + \\ 20) \quad \Psi_{2,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (1 + \quad + \quad \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \alpha + \quad \Psi_{2,Temp} \cdot 21 \quad + \quad + \\ 2) \quad 20) \quad \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 \quad \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | \\ 26)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (7 + \\ 8)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (9 \\ + 10)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) \quad + \quad \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \alpha \quad + \\ 20) \quad \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | \\ 26)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) \quad + \quad \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \alpha + \quad \Psi_{2,Temp} \cdot 21 \quad + \\ 20) \quad \Psi_{2,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + \quad + \quad \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \alpha + \quad \Psi_{2,Temp} \cdot 21 \quad + \quad + \\ 2) \quad 20) \quad \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 \quad \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | \\ 26)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + \\ 8)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + \\ 10)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

1.5.2.2.3 Combinaciones cuasi permanentes

A todas las hipótesis se les aplica el coeficiente de seguridad 1,0.

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2

$$G_k + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3

$$G_k + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las siguientes columnas):

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3

$$G_k + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las siguientes columnas):

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3

$$G_k + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de las siguientes columnas):

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

1.5.3 Materiales

1.5.3.1 Coeficientes de seguridad

La norma EHE en su artículo 15º establece los coeficientes parciales de seguridad para los materiales. En Estados Límite Últimos (ELU) se definen dos grupos de coeficientes en función de la situación de proyecto, ya sea permanente o transitoria, o accidental. La tabla de la EHE es:

Situación de proyecto	Hormigón	Acero

Permanente transitoria	o	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$
Accidental		$\gamma_c = 1,3$	$\gamma_s = 1,0$

En Estados Límite de Servicio se considera siempre un valor constante $\gamma_c = \gamma_s = 1,0$. Dado que el coeficiente de seguridad depende de la situación de proyecto, la tabla de la EHE quedaría como sigue:

Situación de proyecto	Hormigón	Acero	
		nivel de control	
		reducid o	normal
Permanente transitoria	o	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,53$ $\gamma_s = 1,15$
Accidental		$\gamma_c = 1,3$	$\gamma_s = 1,33$ $\gamma_s = 1,00$

En las diferentes cajas de materiales utilizadas por el programa se establece un valor constante del coeficiente de seguridad para el hormigón $\gamma_c=1,5$. En el caso del acero se permite elegir entre dos niveles de control, **Normal** y **Reducido**, considerándose unos valores del coeficiente de seguridad de $\gamma_s=1,15$ y $\gamma_s=1,53$, respectivamente. Tanto para hormigón como para acero se considera exclusivamente la situación de proyecto **Permanente** o **Transitoria**.

1.5.3.2 Tipos de hormigones

La Norma EHE establece que la resistencia de proyecto a compresión, f_{ck} , no será menor de 20 MPa en hormigón en masa, ni 25 MPa en hormigón armado. Los tipos de hormigones utilizados por el programa son: HA25, HA30, HA35, HA40, HA45 y HA50, que corresponden a hormigones con f_{ck} de valores 25, 30, 35, 40, 45 y 50 MPa.

En el caso de materiales de cimentación se permite seleccionar **HM20**, que según EHE puede ser utilizado exclusivamente para zapatas de hormigón en masa. Si se selecciona **HM20** en la caja de materiales de cimentaciones y en opciones de cálculo el tipo de zapata **Rígida**, el programa permite obtener resultados con **HM20**, aunque no lo permite la Norma EHE. En el programa se permite utilizar hormigones de resistencias diferentes a las anteriores, seleccionando la opción **OTROS**.

Según la Norma EHE los hormigones se tipifican de acuerdo con el siguiente formato:

T - R / C / TM / A

T	Tipo de hormigón. HM , HA o HP (hormigón en masa, armado o pretensado respectivamente)
R	Resistencia especificada, en MPa , de la serie 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 . (El 20 , sólo para HM)
C	Consistencia. S, P, B o F (seca, plástica, blanda o fluida, respectivamente)
TM	Tamaño máximo de árido, en mm
A	Ambiente. Una clase general de exposición (I, IIa, IIb, IIIa, IIIb, IIIc, IV) y opcionalmente, una clase específica de exposición separada de la anterior con un signo + (Qa, Qb, Qc, H, F, E).

Por ejemplo : **HA-25 / P / 20 / I+H**, es un hormigón de 25Mpa (250kg/cm²), con consistencia plástica, tamaño máximo del árido **20** (20mm) y ambiente clase **I** y exposición **H** (heladas). El programa imprime en el cuadro de materiales solamente el tipo de hormigón y su resistencia característica (HA25), debiendo de añadirse los demás datos.

Se suministra con el programa los archivos EHE.dbu y EHE.DXF que son el cuadro de materiales de toda la estructura adaptado a la terminología de la EHE:

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGÚN LA INSTRUCCIÓN EHE							
HORMIGONES	LOCALIZACIÓN	RESISTENCIA/ CONSISTENCIA/ Ømáx. ÁRIDO / AMBIENTE		NIVEL DE CONTROL	COEF. DE SEGURIDAD (Art. 15.3)		
		Fck (Art. 39.1)	(Art. 30.6) (Art. 28.2) (Art. 8.2.1)		Yc	Ys	Yf
	CIMENTACIONES Y MUROS	HA25 / P / 20 / I+H		NORMAL	1.50		1.50, 1.60
	SOPORTES	HA25 / P / 20 / I+H		NORMAL	1.50		1.50, 1.60
	VIGAS	HA25 / P / 20 / I+H		NORMAL	1.50		1.50, 1.60
	LOSA Y FORJADOS	HA25 / P / 20 / I+H		NORMAL	1.50		1.50, 1.60
		DESIGNACIÓN (Art. 31.2)	LÍMITE ELÁSTICO Fyk N/mm2 (Art. 31.2)				
ARMADURAS	CIMENTACIONES Y MUROS	B 500 S	500	NORMAL		1.15	1.50, 1.60
	SOPORTES	B 500 S	500	NORMAL		1.15	1.50, 1.60
	VIGAS	B 500 S	500	NORMAL		1.15	1.50, 1.60
	LOSA Y FORJADOS	B 500 S	500	NORMAL		1.15	1.50, 1.60
				NIVEL DE CONTROL (Art. 95.1)			
CONTROL DE LA EJECUCIÓN	CIMENTACIONES Y MUROS			NORMAL			1.50, 1.60
	SOPORTES			NORMAL			1.50, 1.60
	VIGAS			NORMAL			1.50, 1.60
	LOSA Y FORJADOS			NORMAL			1.50, 1.60
OBSERVACIONES							
EN TODOS LOS FORJADOS UNIDIRECCIONALES SE COLOCARÁ UN MALLAZO DE REPARTO, EN LA CAPA DE COMPRESIÓN, DE 1ME 30 x 30 Ø 6 - 6 B 500 T5 x 2'. UNE 36092:96							

1.5.3.3 Diámetros de las armaduras pasivas

Los diámetros nominales de las barras de acero se ajustarán a la serie: 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 y 40 mm.

Los diámetros nominales de alambres corrugados empleados en mallas electrosoldadas, se ajustarán a 5 - 5,5 - 6 - 6,5 - 7 - 7,5 - 8 - 8,5 - 9 - 9,5 - 10 - 10,5 - 11 - 11,5 - 12 y 14 mm.

1.5.3.4 Tipos de acero para barras corrugadas y mallas electrosoldadas

La Norma EHE establece los aceros B 400 S, de $f_y = 400$ MPa y B 500 S, de valor $f_y = 500$ MPa. En el programa se sigue permitiendo utilizar aceros de resistencias diferentes a las anteriores, seleccionando la opción **OTROS**. Desaparecen de la EHE los aceros estirados en frío. Para B 400 S la norma EHE establece que se pueden utilizar barras corrugadas.

En el diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para armaduras pasivas, se define como valor del módulo de Young $E_s = 200.000$ MPa (2.039.464 Kg/cm²).

1.5.3.5 Designación y tamaño del árido

La EHE establece que el tamaño máximo de un árido grueso será menor que las dimensiones siguientes:

- Un 0,8 de la distancia horizontal entre redondos que no formen grupo o de un redondo vertical al borde de la pieza.
- Un 1,25 de la distancia horizontal de un redondo horizontal al borde de la pieza
- Un 0,25 de la dimensión mínima de la pieza (salvo forjados, prefabricados, ...)

El programa utiliza estas limitaciones para calcular la distancia entre redondos.

1.5.3.6 Recubrimiento nominal y recubrimiento de cálculo

La EHE establece dos tipos de recubrimientos, en el Art.37, el recubrimiento mínimo y el nominal (mayor al anterior para garantizar que en ningún punto el recubrimiento sea menor del mínimo).

El usuario introducirá en las cajas de diálogo correspondientes los valores de los recubrimientos **nominales de la armadura longitudinal** a utilizar. Por tanto, si el recubrimiento mínimo es de 25 mm, la tolerancia es de 5 mm (por lo que el recubrimiento nominal será 25 mm) y los estribos serán de 6 mm, se debe introducir en el programa un recubrimiento de $25 + 5 + 6 = 36$ mm.

1.5.3.7 Resistencia de cálculo del hormigón

La resistencia de cálculo del hormigón (f_{cd} en compresión, $f_{ct,d}$ en tracción) se obtiene dividiendo la resistencia característica (f_{ck} , $f_{ct,k}$) por el coeficiente parcial de seguridad, γ_c .

1.5.3.8 Diagrama tensión deformación de cálculo del hormigón

En Estados Límite Últimos la EHE permite utilizar uno de los siguientes diagramas:

- Diagrama parábola rectángulo
- Diagrama rectangular
- Otros equivalentes

El programa utiliza el diagrama rectangular en flexión simple y el parábola – rectángulo en el resto.

1.5.3.9 Módulo de deformación longitudinal del hormigón

La EHE establece los siguientes valores del módulo de deformación:

$$E_{oj} = 10.000 \sqrt[3]{f_{cm,j}} \text{ Módulo de deformación longitudinal inicial (unidades en MPa)}$$

$$E_j = 8.500 \sqrt[3]{f_{cm,j}} \text{ Módulo instantáneo de deformación longitudinal secante (unidades en MPa)}$$

El valor de E_j es el utilizado por el programa para calcular las flechas instantáneas de las vigas.

1.5.3.10 Coeficientes de Poisson y de dilatación térmica

La EHE establece un valor del coeficiente de Poisson de 0,20, y de dilatación térmica igual a 10^{-5} .

1.5.3.11 Doblado de armaduras

El programa considera los valores del radio de curvatura interno de un redondo, la mitad del diámetro mínimo de los mandriles, dado por la tabla 66.3 de la norma EHE:

Barras Corrugadas	Ganchos, patillas y ganchos en U	
	Diámetro de la barra en mm	
	$\varnothing < 20$	$\varnothing \geq 20$
B 400 S	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$
B 500 S	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$

1.5.4 Modelización de la estructura

1.5.4.1 Datos geométricos: Luces de cálculo

La EHE establece que "...salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas la distancia entre ejes de apoyo".

En la función **Cálculo>Esfuerzos>Opciones...** del programa, se pueden seleccionar entre tres opciones diferentes para la consideración de las luces de cálculo: según EH-91 ("**la menor entre la luz libre más un canto y la distancia entre apoyos**"), según EHE ("**la distancia entre ejes de apoyo**") y considerando la luz a caras de elementos.

1.5.5 Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

1.5.5.1 Excentricidad mínima

En soportes y elementos de función análoga, se debe considerar la compresión actuando con una excentricidad mínima de valor $h/20$ y **2cm**, en la dirección más desfavorable de las direcciones principales y en sólo una de ellas.

En la EHE se indica que no debe considerarse simultáneamente en ambas direcciones. El programa considera esta excentricidad accidental en los pilares no actuando simultáneamente en los ejes principales **Yp** y **Zp** de la sección. De cada una de las ternas de valores (**Nd, Myd, Mzd**) se obtienen otras 2 ternas en las que **Myd** y **Mzd** tienen alternativamente valores al menos iguales a la excentricidad accidental.

1.5.5.2 Disposiciones relativas a las armaduras

No se recoge ninguna modificación entre los criterios de EH-91 y EHE

1.5.5.3 Tracción simple o compuesta

La cuantía mínima **As** debe de cumplir que: $A_s \cdot f_{yd} \geq 0,20 \cdot f_{cd} \cdot A_c$

1.5.5.4 Cuantías geométricas mínimas

Las cuantías geométricas mínimas recogidas en la EHE, en tantos por mil, referidas a la sección total de hormigón y en función del acero son:

Tipo de elemento		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas		2,0	1,8
Vigas		3,3	2,8
Muros	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Losas Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras.

Vigas Cuantía mínima de la cara de tracción. Se recomienda disponer un 30% de ella en la cara opuesta.

Muros La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer un 30% de ella en la cara opuesta. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras, con un máximo de 2/3 en la cara vista.

1.5.6 Estado Límite de Inestabilidad

En la EHE ha cambiado el anterior nombre de **pandeo** por el de **inestabilidad**.

En la EHE se incluye la formulación de los nomogramas y que son utilizados por el programa:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4(\Psi_A + \Psi_B) + 3 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{1,28 + 2(\Psi_A + \Psi_B) + 3 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B} \quad (\text{pórticos intraslacionales})$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4(\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + (\Psi_A + \Psi_B)}} \quad (\text{pórticos traslacionales})$$

Para soportes de esbeltez mecánica, λ , entre 100 y 200, se debe de utilizar el método general (Art.43.2) que no es contemplado por el programa. Para soportes de esbeltez mecánica, λ , entre 35 y 100, se utiliza el método aproximado del Art.43.5.3, que es el empleado por el programa. Para soportes de esbeltez mecánica, λ , menor de 35, no se necesita hacer comprobación alguna de inestabilidad.

1.5.6.1 Método aproximado. Flexión compuesta esviada

En cada eje, el programa evalúa:

$$e_{tot} = e_e + e_a \neq e_2$$

$$e_a = (1 + 0,12 \cdot \beta) (\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

e_a excentricidad ficticia

e_e excentricidad de cálculo de primer orden equivalente.

$$e_e = \max (0,6 \cdot e_2 + 0,4 \cdot e_1 ; 0,4 \cdot e_2) \quad (\text{soportes intraslacionales})$$

$$e_e = e_2 \quad (\text{soportes traslacionales})$$

e_2 excentricidad de cálculo máxima de primer orden.

e_1 excentricidad de cálculo mínima de primer orden.

l_0 Longitud de pandeo

i_c Radio de giro de la sección de hormigón, en la dirección considerada

h Canto total de hormigón (paralelo al plano de pandeo)

ε_y Deformación del acero, igual a f_{yd}/E_s

ε Parámetro de la fluencia

$$\varepsilon = 0,003 \text{ cuando el axil cuasi permanente no supera el 70\% del axil total}$$

$$\varepsilon = 0,004 \text{ cuando el axil cuasi permanente supera el 70\% del axil total}$$

β **Factor de armado**, valor dado por

$$\beta = \frac{(d - d')^2}{4 \cdot i_s^2}$$

i_s Radio de giro de las armaduras.

El programa considera las dos combinaciones de pandeo recogidas en la EHE:

$$e_x = \max (e_{x,tot} ; e_{x,min}) \quad e_y = e_{ytot}$$

$$e_y = \max (e_{y,tot} ; e_{y,min}) \quad e_x = e_{xtot}$$

Se ha cambiado la nomenclatura respecto a instrucciones anteriores: **Excentricidad accidental** por **Excentricidad mínima**, **Excentricidad de 1º orden, e_o** por **Excentricidad de cálculo de 1º orden equivalente, e_e** , y **Excentricidad ficticia, e_a** por **Excentricidad ficticia, e_a** .

En el programa es difícil evaluar β ya que se desconoce el armado final del pilar al evaluar el pandeo, ya que el armado es función también del pandeo, por lo que se adopta un valor constante de $\beta=2.0$ del lado de la seguridad.

1.5.7 Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

1.5.7.1 Comprobaciones que hay que realizar

En la norma EHE se especifican las mismas comprobaciones que en la norma EH-91. Debe cumplirse simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

V_{rd} Cortante efectivo de cálculo

V_{u1} Cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

V_{u2} Cortante de agotamiento por tracción en el alma

La posición de las secciones donde deben comprobarse V_{u1} y V_{u2} son: borde del apoyo y a un canto útil del borde del apoyo respectivamente. Las fórmulas utilizadas por el programa para el cálculo de V_{u1} y V_{u2} son las especificadas en la EHE, y que se detallan a continuación.

1.5.7.1.1 Cálculo de V_{u1}

V_{u1} se obtiene con la expresión:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

donde,

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón. $f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$.

b_0 Anchura neta mínima del elemento

K Coeficiente de reducción por efecto del esfuerzo axial

$$K = \frac{5}{3} \left(1 + \frac{N_d}{f_{cd} \cdot A_c} \right) \geq 1,00$$

N_d Axil (>0 significa tracción)

A_c Área total de la sección de hormigón.

α Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza.

θ Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. Se adoptará un valor que cumpla $0,5 \leq \cot g \theta \leq 2,0$ ($26,57^\circ \leq \theta \leq 63,43^\circ$)

Si los estribos son verticales ($\alpha=90^\circ$), y $\theta = 45^\circ$,

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot 0,50$$

que equivale a la expresión del Art.39.1.3.2.1 de la EH-91.

De forma opcional, se puede considerar la contribución de la armadura comprimida en la evaluación de K, de acuerdo a los comentarios al artículo 44.2.3.1 de EHE, sustituyéndose la expresión anterior de K por la siguiente:

$$K = \frac{5}{3} \left(1 + \frac{N_d + A_{s2} \cdot f_{ycd}}{f_{cd} \cdot A_c} \right) \nless 1,00$$

en la que

A_{s2} es la armadura comprimida (en pilares rectangulares se toma como armadura comprimida la una de la caras perpendiculares al esfuerzo de cortante en estudio; en pilares circulares se toma como armadura comprimida 1/3 de la armadura total);

f_{ycd} = f_{yd} pero no mayor de 400 MPa.

1.5.7.1.2 Cálculo de V_{u2}

V_{u2} se obtiene con las siguientes expresiones:

■ V_{u2} : Piezas sin armadura de cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale

$$V_{u2} = \left[0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0,15 \cdot \frac{N_d}{A_c} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (d \text{ en mm})$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \nless 0,02$$

f_{ck} en MPa

ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada, anclada una distancia d de la sección en estudio.

■ V_{u2} : Piezas con armadura de cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su} = z \cdot \operatorname{sen} \alpha \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_a \cdot f_{ya,d}$$

$$V_{cu} = \left[0,10 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0,15 \cdot \frac{N_d}{A_c} \right] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta$$

A_a Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras (estribos) que forman un ángulo α con la directriz de la pieza.

$f_{ya,d}$ Resistencia de cálculo de la armadura, = σ_{sd} . (En 40.2. $\sigma_{sd} = f_{yd}$, $\sigma_{sd} \leq 400$ MPa)

z brazo de palanca, $z \approx 0,9 \cdot d$

β coeficiente que vale

$$0,5 \leq \cotg \theta < \cotg \theta_e \Rightarrow \beta = \frac{2 \cdot \cotg \theta - 1}{2 \cdot \cotg \theta_e - 1}$$

$$\cotg \theta_e \leq \cotg \theta \leq 2,0 \Rightarrow \beta = \frac{\cotg \theta - 2}{\cotg \theta_e - 2}$$

θ_e Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras, deducido de la expresión:

$$\cotg \theta_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m}(\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd} \cdot \sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \begin{cases} \leq 0,5 \\ \geq 2,0 \end{cases}$$

$f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción del hormigón, $f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$, positiva.

σ_{xd}, σ_{yd} Tensiones normales de cálculo a nivel del centro de gravedad de la pieza.

σ_{xd} = N_d/A_c (positiva si es de tracción)

σ_{yd} , Tensión normal de cálculo paralela al esfuerzos cortante V_d en el centro de gravedad de la sección, usualmente de valor 0.

El valor de **Vsu** es igual al de la Norma EH-91. El valor de **Vcu** es distinto al haber introducido el coeficiente b que considera la armadura longitudinal existente.

1.5.7.2 Disposiciones relativas a las armaduras

1.5.7.2.1 Armaduras transversales

La separación entre estribos considerada por el programa, y recogida en la Norma EHE, cumple:

$$\begin{aligned} s_t &\leq 0,80 \cdot d, & s_t &\leq 30\text{cm} & \text{si } V_{rd} \leq V_{u1} \cdot 1 / 5 \\ s_t &\leq 0,60 \cdot d, & s_t &\leq 30\text{cm} & \text{si } V_{u1} \cdot 1 / 5 < V_{rd} \leq V_{u1} \cdot 2 / 3 \\ s_t &\leq 0,30 \cdot d, & s_t &\leq 20\text{cm} & \text{si } V_{rd} > V_{u1} \cdot 2 / 3 \end{aligned}$$

Si existen armaduras de compresión, se debe cumplir, además, el Artículo 42º (42.3.1).

En piezas lineales y de forma opcional, también se cumplen las prescripciones del Art. 49.3 de EHE, referente a la separación entre estribos de vigas para el control de la fisuración por esfuerzo cortante.

La cuantía mínima transversal que el programa coloca es la especificada por la EHE de valor:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq 0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_0$$

1.5.7.2.2 Armaduras longitudinales

La Norma EHE especifica la formulación para el cálculo del decalaje de la gráfica de momentos, en función del cortante existente en cada sección. El programa considera siempre un decalaje de valor **0.9d**, con lo que siempre está del lado de la seguridad, ya que este límite es el valor máximo.

1.5.7.3 Rasante entre alas y alma de una viga

El programa considera la formulación que la Norma EHE especifica para la comprobación del esfuerzo rasante. El valor del esfuerzo rasante medio por unidad de longitud que debe ser resistido será:

$$S_d = \Delta F_d / a_r$$

Se debe cumplir:

$$S_d \leq S_{u1} = 0,5 \cdot f_{1cd} \cdot h_0$$

$$S_d \leq S_{u2} = S_u = A_p \cdot f_{yd}$$

donde

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón (40.3.2), de valor

$$f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd} \quad \text{para alas comprimidas}$$

$$f_{1cd} = 0,40 \cdot f_{cd} \quad \text{para alas traccionadas}$$

h_0 Espesor del ala, de acuerdo con 40.3.5

A_p Armadura por unidad de longitud perpendicular al plano P.

En el caso de rasante entre alas y alma combinado con flexión transversal, se calculan las armaduras en ambos casos y se coloca la mayor.

1.5.8 Estado Límite de agotamiento por Torsión en elementos lineales

1.5.8.1 Torsión pura

La definición del espesor eficaz, h_e , de la pared de la sección de cálculo es:

$$h_e \leq A / u$$

$$h_e \leq h_0$$

$$h_e \geq 2 \cdot c$$

donde

A Área de la sección total (incluyendo huecos interiores)

u Perímetro exterior

h₀ Espesor real de la pared, en el caso de secciones huecas

c Recubrimiento de las armaduras longitudinales

u_e Perímetro medio de la sección hueca eficaz (perímetro u trasladado $0,5 \cdot h_e$ hacia el interior de la pieza)

A_e Área encerrada por u_e

A_l Área de las armaduras longitudinales.

A_t Área de las armaduras utilizadas como cercos o armadura transversal.

s_t Separación longitudinal entre cercos o barras de la armadura transversal

f_{yt,d} Resistencia de cálculo del acero de la armadura A_t , limitada a 400 MPa.

Debe de escogerse el menor valor de h_e que, cumpliendo estas limitaciones. En la práctica el programa toma A / u .

1.5.8.1.1 Comprobaciones que hay que realizar

Se deben de cumplir simultáneamente,

$$T_d \leq T_{u1} \quad (\text{agotamiento de las bielas comprimidas de hormigón})$$

$$T_d \leq T_{u2} \quad (\text{agotamiento de las armaduras transversales})$$

$$T_d \leq T_{u3} \quad (\text{agotamiento de las armaduras longitudinales})$$

1.5.8.1.2 Obtención de T_{u1}

La resistencia de las bielas de hormigón viene dada por

$$T_{u1} = \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} \equiv 0,36 \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e$$

donde

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón. $f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$

α 1,20 si hay estribos únicamente al perímetro exterior de la pieza (1,50 si se colocan en ambas caras)

θ Ángulo de las bielas de compresión de hormigón. $0,4 \leq \cotg \theta \leq 2,5$ ($68^\circ \leq \theta \leq 22^\circ$)

1.5.8.1.3 Obtención de T_{u2}

La resistencia de la armadura transversal viene dada por

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s_t} f_{yt,d} \cdot \cotg \theta \equiv \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s_t} f_{yt,d}$$

1.5.8.1.4 Obtención de T_{u3}

La resistencia de la armadura longitudinal se calcula mediante

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e}{u_e} A_l \cdot f_{yt,d} \cdot tg \theta \equiv \frac{2 \cdot A_e}{u_e} A_l \cdot f_{yt,d}$$

1.5.8.1.5 Disposiciones relativas a las armaduras

La separación máxima entre estribos será:

$$s_t \leq u_e / 8$$

$$s_t \leq 0,80 \cdot a, s_t \leq 30 \text{ cm si } T_d \leq T_{u1} \cdot 1 / 5$$

$$s_t \leq 0,60 \cdot a, s_t \leq 30 \text{ cm si } T_{u1} \cdot 1 / 5 < T_d \leq T_{u1} \cdot 2 / 3$$

$$s_t \leq 0,30 \cdot a, s_t \leq 20 \text{ cm si } T_d > T_{u1} \cdot 2 / 3$$

con

a la menor dimensión de los lados que conforman el perímetro u_e .

El programa no aplica las disposiciones recogidas en este apartado para valores de T_d menores de un valor, expresión sacada de ACI 318:

$$T_d \leq 0,25 \sqrt{f_{cd}} \frac{A_c^2}{u}$$

donde,

A Área de la sección total (incluyendo huecos interiores)

u Perímetro exterior

f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón

1.5.8.2 Torsión combinada con flexión y axil

Las armaduras longitudinales para torsión y flexión se calculan por separado, combinándose de acuerdo con las siguientes reglas:

- En la zona de tracción debida a la flexión, se suman ambas armaduras.
- En la zona de compresión debida a la flexión, si la capacidad mecánica de las armaduras de torsión calculadas es inferior a la fuerza de compresión proporcionada por el hormigón debida a la flexión, no se necesita añadir la armadura de torsión. En caso contrario, añadir la diferencia, es decir, añadir $0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y / f_{yd} - A_s$.

Se comprueba que la tensión principal de compresión σ_{cd} en el punto crítico de la sección cumple:

$$\sigma_{cd} \leq \alpha \cdot f_{1cd} \equiv 0,72 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{md}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{md}}{2}\right)^2 + \tau_{td}^2} > \sigma_{md}$$

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2 \cdot A_e \cdot h_e} \leq \frac{T_{u1}}{2 \cdot A_e \cdot h_e} \equiv 0,18 \cdot f_{cd}$$

donde

σ_{md} Tensión de compresión debida a la flexión compuesta en el punto considerado. Si se tomara igual a $0,85 \cdot f_{cd}$, el valor de σ_{cd} estaría comprendido entre $0,85 \cdot f_{cd}$ y $0,887 \cdot f_{cd}$, que siempre es mayor que $0,72 \cdot f_{cd}$. El Código Modelo CEB - FIP 1990 indica que esta tensión debe calcularse con comportamiento elástico lineal, es decir

$$\sigma_{md} = \frac{N_d}{A_c} + \frac{M_d}{W}$$

N_d Es el normal de compresión. Si existe tracción, este valor es cero. Además, si la tensión principal de tracción cumple,

$$\sigma_{ct,d} = \frac{\sigma_{md}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{md}}{2}\right)^2 + \tau_{td}^2} < f_{ct,d} = \frac{0,12^3 \sqrt{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$$

f_{1cd} Puede tomarse $f_{1cd} = 0,85 \cdot f_{cd}$ en lugar de $f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$ (resistencia a compresión del hormigón), ya que la sección se supone no fisurada.

1.5.8.3 Torsión combinada con cortante

El programa comprueba que los esfuerzos torsores y cortantes de cálculo concomitantes satisfacen

$$\left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^\beta + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^\beta \leq 1$$

$$\beta = 2 \cdot \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

donde **b** es la anchura del elemento (descontando hueco en secciones en cajón).

Las armaduras transversales se calculan por separado para torsión y cortante (con un mismo θ), y se suman en la sección, teniendo en cuenta que las de torsión deben disponerse en el perímetro exterior.

El coeficiente que se imprime en el listado de peritaje del programa, en la comprobación conjunta de torsión y cortante, es el mayor de los dos coeficientes:

$$\left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^\beta + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{o} \quad \frac{\sigma_{cd}}{\alpha \cdot f_{1cd}}$$

1.5.9 Estado Límite de Punzonamiento

El perímetro dista de la cara del soporte **2·d**. Se debe hacer una comprobación a **2·d** exterior al final de los estribos de punzonamiento. Se limita la posición de estribos de punzonamiento en pilares de esquina y medianera. Se debe realizar una comprobación adicional en el perímetro del pilar. Los huecos deben distar más de **6·d** para no interferir. Para la resistencia del hormigón se debe tener en cuenta la armadura longitudinal del ábaco.

En losas sin armadura transversal, se define un área crítica curva a una distancia **2d** desde el perímetro del soporte, siendo **d** el canto útil de la losa. Se deben descontar las partes del perímetro crítico situadas a menos de **4·d** de un hueco (**6·d** entre hueco y perímetro del pilar). En pilares de medianera o esquina se toma sólo un trozo del perímetro crítico perpendicular al borde, no mayor de 1/2 de la dimensión del pilar ni de **1,5·d**.

1.5.9.1 Losas sin armadura de punzonamiento

No se necesita armadura de punzonamiento si

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

con

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d}; F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}; \rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}; \xi = 1 + \sqrt{200/d}$$

donde

τ_{sd}	Tensión tangencial nominal de cálculo
τ_{rd}	Tensión máxima resistente del perímetro crítico
$F_{sd,ef}$	Esfuerzo de cálculo efectivo de punzonamiento
β	Coeficiente de excentricidad de carga, nuevo en EHE respecto EH-91. Puede tomarse = 1,0 → no hay transmisión de momentos al soporte = 1,15 → soportes interiores = 1,40 → soportes de borde = 1,50 → soportes de esquina
F_{sd}	Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Axil vertical transmitido al soporte
u_1	Perímetro crítico, a distancia 2d del soporte
d	Canto útil de la losa
ρ_x, ρ_y	Cuantía geométrica de armadura longitudinal de la losa, en un área que cubra hasta 3d de distancia a cada lado del borde del pilar en la dirección considerada

Factor del canto. En esta expresión, **d** está en mm

Para evaluar la peor transmisión de momentos al pilar que se produce en los pilares de medianera y esquina, la EHE establece dos mecanismos: por un lado establece el parámetro β y por otro elimina del perímetro crítico una parte de él perpendicular y próxima al borde de la losa. En el libro "La EHE explicada por sus autores" se indica que ambos mecanismos son alternativos y, por tanto, no necesariamente simultáneos. El programa por ello permite definir si se desea utilizar uno, otro, ambos o ninguno de ellos.

En los comentarios al articulado de EHE, se indica que de F_{sd} puede descontarse la acción que se origine por las cargas exteriores o las tensiones del terreno en las proximidades del pilar: a menos de $h/2$ en el caso de losas de forjado y a menos de $2 \cdot d$ en el caso de zapatas. En el programa, es opcional, para el caso de losas de cimentación, descontar de F_{sd} la tensión del terreno (menos el peso propio de la losa) de la zona situada a menos de $h/2$ o de $2 \cdot d$ de la cara del pilar.

1.5.9.2 Losas con armadura de punzonamiento

Se debe hacer dos comprobaciones: en la zona con armadura transversal y en una zona adyacente siguiente sin armadura transversal.

1.5.9.2.1 Zona con armadura de punzonamiento

Se dimensiona de acuerdo con el Art.44.2.3.2.2 (piezas con armadura de cortante), con los valores:

$$b_0 = u_1$$

$$A_{\alpha} = A_{sw} / s$$

donde

A_{sw} Área de armadura de punzonamiento en el perímetro u_1

s distancia radial entre dos perímetros de armadura transversal de punzonamiento

1.5.9.2.2 Zona exterior a la armadura de punzonamiento

En la Norma EHE es necesario comprobar que en este perímetro no se necesita armadura de punzonamiento.

$$F_{sd,ef} \leq 0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot u_{n,ef} \cdot d$$

donde

$u_{n,ef}$ es un perímetro definido a **2d** del último perímetro de estribos de punzonamiento

ρ_l es la cuantía geométrica de la armadura longitudinal que atraviesa el perímetro $u_{n,ef}$

$F_{sd,ef}$ Esfuerzo de cálculo efectivo de punzonamiento, que en este caso se supondrá $F_{sd,ef} = F_{sd}$

ξ Factor del canto definido anteriormente.

1.5.9.3 Resistencia máxima

En cualquier caso, deberá cumplirse que el esfuerzo máximo de punzonamiento cumple:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd} = 0,30 \cdot f_{cd}$$

donde

u_0 Perímetro de comprobación, situado en el borde de la sección del pilar. No se consideran los lados situados junto al exterior de la losa. En los lados en los que uno de sus vértices están en el borde de la losa, no se considerará más de **1,5·d** de su longitud.

1.5.9.4 Disposiciones relativas a las armaduras

Se deben cumplir los siguientes criterios:

- El primer cerco debe de estar situado a menos de **0,5·d** de la cara del pilar
- Los cercos distarán menos de **0,75·d** entre sí. Cada rama tendrá al menos tres cercos.

1.5.10 Estado Límite de Fisuración

1.5.10.1 Aparición de fisuras por compresión

La Norma EHE establece que las tensiones de compresión del hormigón deben cumplir (E.L.S.)

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$$

Es poco relevante para las estructuras habituales, puesto que el resultado de $1 / (\gamma_r \cdot \gamma_c)$, con los valores usuales de edificación nunca se llega al límite establecido en la Norma EHE.

1.5.10.2 Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

Se debe cumplir que

$$W_k \leq W_{\text{máx}}$$

Los valores máximo de la abertura de fisura, bajo la acción de acciones cuasi permanentes, es función de la clase de exposición:

Clase de exposición	$W_{\text{máx}}$
I	0,4
IIa, IIb, H	0,3
IIIa, IIb, IV, F	0,2
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1

1.5.10.3 Limitación de la fisuración por esfuerzo cortante

En la Norma EHE se establece una limitación en las piezas con armadura de cortante, para suponer controlada la fisura si la separación entre estribos fijada se cumple. El programa comprueba de forma opcional que se cumple la siguientes limitaciones:

$\frac{V_{rd} - 3 \cdot V_{cu}}{A_{\alpha} \cdot d} \cdot \sin \alpha [MPa]$	Separación entre estribos (mm)
<50	300
75	200
100	150
150	100
200	50

1.5.10.4 Limitación de la fisuración por torsión

En las piezas con armadura de torsión, se supone controlada la fisura si la separación entre estribos cumple

$$s_t \leq a / 2; \quad s_t \leq b / 3; \quad s_t \leq 200 \text{ mm}$$

donde

a Menor dimensión transversal de la pieza

b Mayor dimensión transversal de la pieza

El programa considera esta comprobación de forma opcional.

1.5.11 Estado Límite de Deformación

El método de la Norma EHE es aplicable a vigas y losas de hormigón armado. La flecha se considera compuesta por la suma de una flecha instantánea y una flecha diferida, debida a las cargas permanentes.

1.5.11.1 Cálculo de la flecha instantánea

Se podrá seguir el siguiente proceso recogido por el programa:

Se define como momento de inercia equivalente de una sección el siguiente

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f \geq I_b$$

donde

M_a	Momento flector máximo aplicado en la sección hasta el instante en que se evalúa la flecha
M_f	Momento nominal de fisuración: $M_f = f_{ct,fl} \cdot W_b$
f_{ct,fl}	Resistencia a flexotensión del hormigón: $f_{ct,fl} = 0,37 \cdot f_{ck,j}^{2/3}$ (unidades en MPa)
W_b	Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema de tracción
I_b	Momento de inercia de la sección bruta
I_f	Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple (sin la zona traccionada del hormigón y homogeneizando las armaduras).

La flecha máxima de un elemento se obtiene en régimen elástico, con E_{o,j} de 39.6, y con una inercia constante para toda la barra igual al momento de inercia equivalente de la sección central en vanos la sección de arranque en voladizos

1.5.11.2 Cálculo de la flecha diferida

En la Norma EHE, las flechas adicionales diferidas, producidas por cargas de larga duración, pueden tomarse de multiplicar la carga instantánea por el factor λ, donde

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}; \rho' = \frac{A'}{b_0 \cdot d}$$

donde

A'	es el área de la armadura comprimida
ξ	es un coeficiente en función de la duración de la carga, con los valores:

5 o más años	2,0
1 año	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0
1 mes	0,7
2 semanas	0,5

Para edad de carga j , y para la edad de cálculo de la flecha t , el valor de ξ a tener en cuenta es $\xi_t - \xi_j$.

1.5.12 Elementos de cimentación

En la Norma EHE se recoge que las cimentaciones pueden ser rígidas y flexibles.

■ Cimentaciones rígidas

Son las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es menor de **2h**, siendo h el canto de la zapata. Según los comentarios del artículo 59.4.1.1 puede utilizarse el método de cálculo de las zapatas flexibles utilizado en EH-91, método implementado en el programa.

■ Cimentaciones flexibles

Son las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es mayor de **2h**, , siendo h el canto de la zapata.

Ver comentarios del apartado de Materiales de este anexo sobre el tema de la utilización de hormigón **HM20** en zapatas.

1.5.12.1 Zapatas y encepados flexibles

1.5.12.1.1 Cálculo a flexión: sección de referencia S_1

En dicha sección se calculará la armadura inferior por flexión simple, según 42°.

El programa adopta el criterio de losas del Art. 56.1 de EHE que indica que la cuantía en una dirección no será menor de un 20% de la cuantía en la dirección ortogonal.

1.5.12.1.2 Cálculo a tensiones tangenciales

Se realizan las comprobaciones a cortante, como elemento lineal, y a punzonamiento.

1.5.12.1.3 Cálculo a cortante

Se comprueba a cortante la sección de referencia S_2 , de acuerdo al Artículo 44° de la EHE. Dicha sección está a una distancia de d , canto útil, desde la cara del soporte, y se tiene en cuenta la sección total del elemento de cimentación.

1.5.12.1.4 Cálculo a punzonamiento

El programa aplicar el artículo 46° de la EHE.

1.5.12.2 Zapatas de hormigón en masa

Se toma como resistencia de cálculo del hormigón a tracción y a esfuerzo cortante el valor $f_{ct,d}$ dado en el Art. 39.1 y 39.4 de la EHE, $f_{ct,d} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} / \gamma_c$.

1.5.12.3 Dimensiones mínimas de zapatas, encepados y losas de cimentación

Se respetan las disposiciones para cantos y dimensiones mínimas de la EHE.

1.5.12.4 Disposición de armaduras

La Norma EHE no establece unas cuantías específicas para zapatas, y remite al apartado general de cuantías mínimas, para que a las zapatas se les apliquen los criterios de las losas, que es el criterio utilizado por el programa. La armadura longitudinal debe cumplir el Art.42°. La cuantía mínima se refiere a la suma de la armadura de la cara inferior, de la cara superior y de las paredes laterales en la dirección considerada.

La distancia entre redondos no será superior a 30 cm. En los comentarios, se recomienda que el diámetro no sea menor de 12 mm.

1.5.12.5 Armadura mínima vertical

El programa no considera este apartado. En el caso de no cumplir con las comprobación de cortante, el programa opta por subir el canto de la zapata.

1.5.13 Armado de muros resistentes de hormigón

Consultar el apartado de este anexo correspondiente a EH-91, donde se detallan la implementación de ambas normativas en el programa.

1.5.14 Capacidad resistente de los nudos

El Artículo 40.4 de la Norma EHE establece los criterios para comprobar la capacidad resistente de los nudos de hormigón. Para ello se utiliza la teoría de **bielas y tirantes**, tal como se establece en su Artículo 24.2.

Un **nudo** para la Norma EHE es la zona en la que se cruzan las bielas comprimidas de hormigón y los tirantes traccionados de acero. Por ejemplo, el mecanismo de resistencia a cortante de una viga está formado por una celosía formada por nudos enlazados por un cordón comprimido, un cordón traccionado, montantes traccionados y diagonales comprimidas.

Según el Art.24 de la EHE, son regiones **D** regiones de discontinuidad) **"...las estructuras o partes de una estructura en las que no sea válida la teoría general de flexión, es decir, donde no sean aplicables las hipótesis de Bernoulli-Navier o Kirchhoff. Por el contrario, las estructuras o partes de las mismas en que se cumplen dichas hipótesis se denominan regiones B"**.

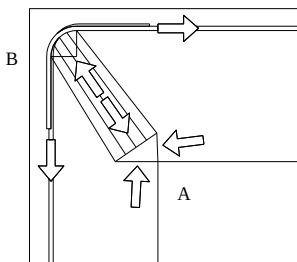
A parte de los nudos existentes en las regiones **B**, cuya capacidad resistente queda asegurada por la comprobación de los estados límite últimos frente a solicitaciones normales (Artículo 42°), cortante (Artículo 44°), torsión (Artículo 45°) y punzonamiento (Artículo 46°), es necesario comprobar la capacidad resistente de los nudos en el interior de las regiones **D**.

Algunas regiones **D** poseen un tratamiento específico en EHE, como el caso de ménsulas cortas y vigas de gran canto, tipologías no contempladas por el momento en el programa. El resto, deben estudiarse según un método general que compruebe el correcto anclaje de los tirantes y la resistencia a compresión de las bielas. La propia norma EHE indica en los comentarios del Artículo 40.4.1. que **"...la comprobación de la capacidad resistente del hormigón comprimido en nudos no suele ser condicionante debido a que las dimensiones exigidas para el anclaje de los tirantes o las dimensiones de apoyos o de introducción de cargas, determinan las dimensiones del nudo"**.

Debido a la enorme casuística de regiones **D** existente, como nudos de pilares intermedios en los que las vigas son de distintos cantos y/o anchos, nudos con vigas y pilares en tres direcciones, nudos con barras de acero laminado, el programa estudia exclusivamente el caso que más habitualmente podría presentar un fallo de resistencia: la unión de pilar de última planta con una viga o diagonal, ambos de hormigón armado.

1.5.14.1 Unión de pilar de última planta con viga o diagonal

En el esquema de la figura, se observa que en la esquina inferior del nudo, **A**, existe un nudo **multicomprimido biaxial**, ya que existen tres fuerzas de compresión en un mismo plano, y en el que la resistencia a compresión del hormigón es $f_{2cd} = f_{cd}$. Este nudo no es necesario comprobarlo, puesto que la tensión transmitida por el bloque de compresiones de la viga y del pilar no supera el valor de $0,85 \cdot f_{cd}$. En la esquina superior del nudo, **B**, aparece un nudo en el que la biela de hormigón presenta un estado **biaxial**, por lo que la resistencia del hormigón no puede superar $f_{2cd} = f_{cd}$. Para calcular la fuerza que debe aportar a este nudo la biela, basta componer vectorialmente las tracciones transmitidas por los tirantes (la armadura de negativos de la viga y la armadura traccionada el pilar). La tensión en la biela será la fuerza anteriormente calculada dividida por la sección de dicha biela.



El ancho de la sección de la biela viene dado por el menor de los anchos de la viga y el pilar. Su canto viene dado por el ángulo formado por la biela y la viga, θ_v , el ángulo que formado por la biela y el pilar, θ_p , y el radio de curvatura interno de la armadura, r , según la expresión

$$h = r \cdot (\cos \theta_p + \cos \theta_v)$$

El programa toma como radio de curvatura interno de un redondo, la mitad del diámetro mínimo de los mandriles dado por la tabla 66.3 de la norma EHE:

Barras Corrugadas	Ganchos, patillas y ganchos en U	
	Diámetro de la barra en mm	
	$\varnothing < 20$	$\varnothing \geq 20$
B 400 S	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$
B 500 S	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$

Dado que el diámetro y tensión de trabajo de las armaduras de la viga puede diferir de las del pilar, el programa comprueba la tensión de la biela con ambos armados. Nótese que dado que el radio de doblado de las armaduras es función del diámetro a doblar, y para valores de 20mm o mayores es 7 $\varnothing$ frente a 4 $\varnothing$, es posible que el nudo no sea válido con diámetros de 16mm, pero sí lo sea con 20mm, al aumentar considerablemente el radio de doblado.

Si una biela no cumple, pueden adoptarse varias soluciones igualmente válidas:

- **Aumentar la sección** de la viga o pilar que falle, con lo que el brazo de palanca de la armadura aumenta y por tanto su tensión disminuye. A veces esta solución produce un efecto colateral no deseado porque el aumento de la sección trae consigo un aumento de rigidez y un aumento del momento absorbido por el nudo.
- **Aumentar el diámetro** de la armadura, con lo que aumenta el diámetro de doblado de la misma y por tanto el aumento de la sección resistente de la biela. Esta solución puede aumentar las longitudes de anclaje necesarias y por tanto dificultar la ejecución del nudo.
- El más recomendable es **reducir el momento negativo** existente en el nudo mediante una **unión elástica** entre el pilar y la viga. Este método aumenta el momento positivo resistido por la viga, pero mejora el trabajo del pilar.

1.5.14.2 Proceso de cálculo de la capacidad de los nudos

El programa realiza la comprobación de la capacidad resistente de nudos una vez calculado el armado de todas las barras, mediante la función **Cálculo>Armado>Calcular**, y se utiliza el mensaje **"COMPROBANDO LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS NUDOS"**. Para proceder al cálculo de un determinado nudo, las barras que concurren en él deben ser todas de hormigón y no presentar errores de armado.

Si la comprobación no es satisfactoria, es decir se supera la capacidad resistente de la biela de hormigón, el programa asigna el mensaje de error **"Biela de nudo"** a la viga, diagonal o pilar que produce dicho error.

1.5.15 Ménsulas Cortas

El programa comprueba y arma las ménsulas cortas de hormigón armado de acuerdo con el artículo 63 de EHE.

1.5.15.1 Dimensiones

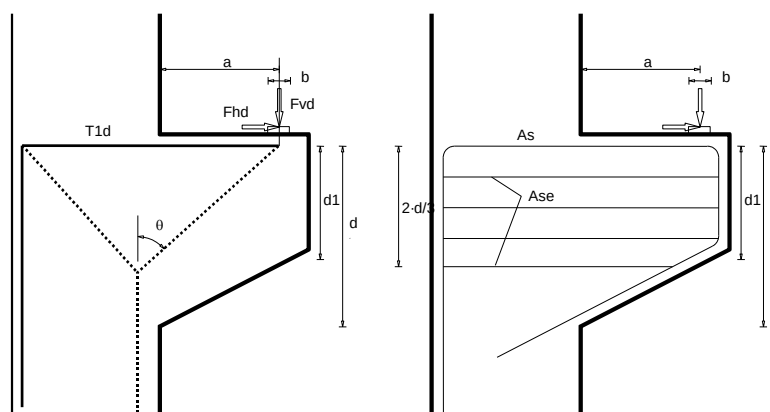
Debe cumplirse que $a \leq d$ y que $d_1 \geq 0,5 \cdot d$, siendo

- a** distancia entre aplicación de la carga y el borde de apoyo;
- d** canto útil, respecto a momentos negativos, en el borde del apoyo;
- d₁** canto útil, respecto a momentos negativos, en el borde exterior de la zona de apoyo.

Se invalidan aquellas ménsulas que no cumplan estas limitaciones. También se invalidan las ménsulas con cargas verticales hacia arriba significativas.

No se considera el caso de cargas colgadas (cargas que se producen en la cara inferior de la ménsula).

EHE establece la comprobación de las ménsulas cortas mediante el método de bielas y tirantes.



El valor mínimo de θ (inclinación de la biela comprimida de hormigón) o el valor máximo de $\cotg \theta$ viene dado por:

$\cotg \theta = 1,4$ cuando la ménsula se hormigona monolíticamente con el pilar

$\cotg \theta = 1,0$ cuando la ménsula se hormigona sobre el hormigón endurecido del pilar

$\cotg \theta = 0,6$ cuando la ménsula se hormigona sobre el hormigón endurecido y de baja rugosidad del pilar

pero respetando que $\cotg \theta \leq 0,85 \cdot d/a$ (para que la biela se mantenga dentro de la ménsula).

1.5.15.2 Dimensionado de las armaduras

La armadura principal, A_s , se dimensiona con (tomando f_{yd} no mayor de 400 MPa)

$$T_{1d} = F_{vd} \cdot \tg \theta + F_{hd} = A_s \cdot f_{yd}$$

Su anclaje en el pilar se realizará mediante codo de 90° más una longitud de anclaje en prolongación recta. Su anclaje en la ménsula, medido desde la cara exterior de la zona cargada, mediante uno de los siguientes procedimientos:

- Barra transversal soldada de igual diámetro.
- Patilla más su correspondiente longitud de anclaje.

La armadura secundaria, A_{se} , formada por cercos horizontales distribuidos uniformemente en una altura $d \cdot 2/3$ desde la armadura principal, tendrá un área total que cumpla (tomando f_{yd} no mayor de 400 MPa)

$$T_{2d} = 0,20 \cdot F_{vd} = A_{se} \cdot f_{yd}$$

La comprobación de nudos se realiza con (sólo es necesario comprobar el nudo situado junto a la aplicación de la carga)

$$\frac{F_{vd}}{b \cdot c} \leq f_{1cd} = 0,70 \cdot f_{cd}$$

siendo b y c las dimensiones en planta del apoyo.

1.6 Norma EFHE (2002)

La norma EFHE es la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados", publicada en 2002 y se utiliza sólo en la tercera colección de normativas para España indicadas en la introducción de este capítulo. Para la última colección, esta norma se sustituye por la anterior instrucción EF-96. En algunos apartados de este documento se indican las diferencias más importantes entre EFHE y EF-96.

Fuera del campo de esta Instrucción quedan los forjados de chapa plegada de acero y los hormigonados enteramente in situ. En el programa, los primeros se calculan de acuerdo con Eurocódigo 4 y los segundos con la norma de hormigón seleccionada, pero atendiendo a lo establecido en EFHE en lo que no contradigan aquéllas.

1.6.1 Fichas de Forjados

La EFHE establece una serie de nuevos datos a aportar por las Autorizaciones de Uso no contemplados hasta ahora. Al recuperar con el programa fichas de forjados de versiones anteriores a la 6.0, estos datos no son conocidos, por lo que son inicializados con valores por defecto que deben corregirse en su caso si se

desea calcular el forjado de acuerdo con EFHE. Además, la Instrucción exige hormigones de al menos 25 MPa de resistencia, por lo que deberán modificarse los materiales de algunas series.

El programa indica, mediante una advertencia, si se pretende calcular un forjado con una ficha de EF-96 con la norma EFHE o viceversa.

Los datos a introducir en el programa en las fichas de forjado, son:

■ **Generales de cada serie:**

En el caso de forjados de viguetas de hormigón, si éstas son pretensadas, armadas o "in situ".

Si la serie es de acuerdo a EFHE o no.

■ **En cada vigueta o alveoplaça:**

El valor "P·e" (producto de la fuerza de pretensado por la excentricidad del tendón equivalente respecto del centro de gravedad del elemento) de cada modelo. Este valor será cero en viguetas armadas o "in situ". Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), este valor se inicializa a cero.

■ **En cada bovedilla:**

Su material, que puede ser Cerámica, Hormigón o mortero, Poliestireno u Otro.

■ **En cada ficha de forjado de viguetas de hormigón:**

Si hay definidos modelos de flexión negativa o no.

El cortante último de la sección tipo y de la sección macizada de acuerdo con la formulación de EFHE (artículo 14.2.1), teniendo en cuenta, si procede, el cumplimiento o no del Anejo 5 de dicha instrucción. Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), este valor se inicializa a cero.

■ **En cada modelo de una ficha de forjado de viguetas de hormigón:**

Los máximos momentos en servicio permitidos de acuerdo con los cuatro conjuntos de ambientes establecidos en el artículo 8.2.2 y 49.2.4 de EHE. Las condiciones a cumplir por el forjado (máximo ancho de fisura) son diferentes según se trate de viguetas armadas o pretensadas o se trate de modelos de flexión positiva o negativa. Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), estos cuatro valores se inicializan considerando las siguientes equivalencias (que no son totalmente ciertas):

Ambiente según EHE	Ambiente según EH-91 (o EP-80)
Ambiente I	Ambiente I (Clase III)
Ambiente IIa, IIb, H	Ambiente II (Clase II)
Ambiente IIIa, IIIb, IV, F	Ambiente III (Clase I)
Ambiente IIIc, Qa, Qb, Qc	Ambiente III (Clase I)

El cortante último de la sección tipo, de acuerdo con la formulación de EHE. Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), este valor se inicializa con el máximo cortante último resistido según EF-96.

Si el modelo es de flexión negativa, el cortante último de la sección macizada, de acuerdo con la formulación de EHE. Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), este valor se inicializa a cero.

Si el modelo es de flexión positiva, longitud máxima entre sopandas. Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), este valor se inicializa a cero.

Si el modelo es de flexión negativa, el área de la armadura de tracción (a colocar en obra). Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), este valor se inicializa a cero.

Si el modelo es de flexión positiva, el coeficiente β (relación entre la inercia bruta del forjado y la inercia bruta de la vigueta). Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), este valor se inicializa a uno.

■ En cada modelo de una ficha de forjado de placas alveolares:

Los máximos momentos en servicio permitidos de acuerdo con los cuatro conjuntos de ambientes establecidos en el artículo 8.2.2 y 49.2.4 de EHE. Las condiciones a cumplir por el forjado (máximo ancho de fisura) son diferentes según se trate de modelos de flexión positiva o negativa. Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), estos cuatro valores se inicializan considerando las siguientes equivalencias (que no son totalmente ciertas):

Ambiente según EHE	Ambiente según EH-91 (o EP-80)
Ambiente I	Ambiente I (Clase III)
Ambiente IIa, IIb, H	Ambiente II (Clase II)
Ambiente IIIa, IIIb, IV, F	Ambiente III (Clase I)
Ambiente IIIc, Qa, Qb, Qc	Ambiente III (Clase I)

El cortante último de la sección tipo, para $M_d > M_o$ y para $M_d < M_o$; siendo M_d el momento de cálculo existente y M_o el momento en el que se produce la descompresión de la fibra extrema (inferior para momentos positivos y superior para momentos negativos) de la placa alveolar. Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), estos valores se inicializan con el máximo cortante último resistido según EF-96.

Si el modelo es de flexión negativa, el área de la armadura de tracción (a colocar en obra). Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), este valor se inicializa a cero.

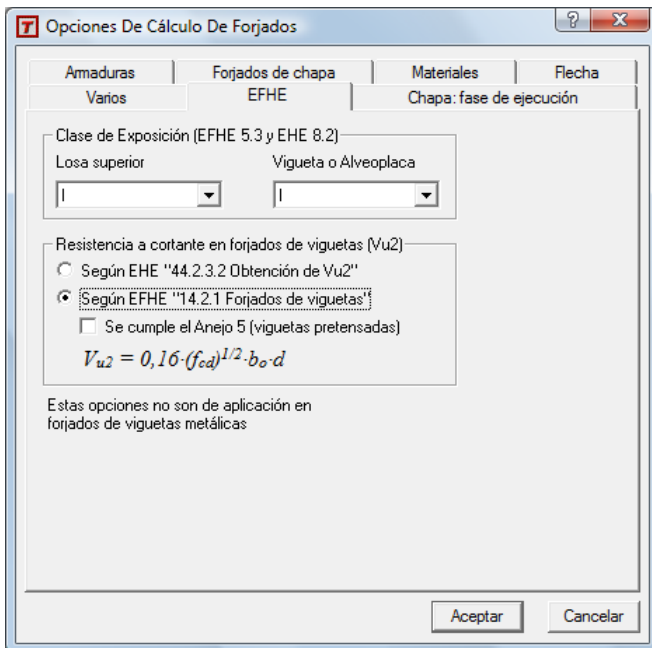
Si el modelo es de flexión positiva, el coeficiente β (relación entre la inercia bruta del forjado y la inercia bruta de la alveoplaca). Cuando la serie procede de una versión anterior (o es de EF-96), este valor se inicializa a uno.

1.6.2 Opciones de cálculo

Si se selecciona la Instrucción EFHE, en la caja de opciones de cálculo de forjados unidireccionales, aparece una nueva solapa **EFHE**, con las siguientes opciones:

Clase de Exposición Permite definir la clase de exposición tanto en la cara inferior del forjado (en la vigueta o alveoplaca) como en la cara superior. En el artículo 8.2 de EHE se definen las diferentes clases de exposición.

Resist. a cortante De acuerdo con EFHE, la resistencia a cortante del forjado, en el caso de viguetas prefabricadas de hormigón o pretensadas, se puede evaluar mediante las expresiones generales del artículo 44.2.3.2 de la instrucción EHE, o mediante las expresiones definidas en el artículo 14.2.1 de la Instrucción EFHE. En este último caso, si el forjado es de viguetas pretensadas y se cumplen las condiciones del Anejo 5 de EFHE, puede indicarse así para utilizar la formulación adecuada. En todos los casos, aparece en la caja reflejada la fórmula a emplear para obtener la resistencia a cortante V_{u2} .



1.6.3 Consideraciones sobre el cálculo

Con respecto a la Instrucción EF-96, la Instrucción EFHE implica numerosos cambios en el cálculo de los forjados unidireccionales por el programa, tal como se indica en los apartados siguientes.

1.6.3.1 Coeficientes de seguridad

Los coeficientes de seguridad y combinaciones de las acciones se toman de los definidos en toda la estructura para hormigón (es decir, según EHE). No se utiliza, por tanto, la posibilidad que da la Instrucción EFHE de reducirlos para algunas solicitaciones si la vigueta prefabricada o la alveoplaca poseen sello de calidad reconocido.

1.6.3.2 Análisis estructural

El programa considera las estipulaciones del Artículo 7 relativas a la utilización **"...de métodos de cálculo lineal en la hipótesis de viga continua apoyada en las vigas o los muros"**. Igualmente en dicho Artículo se incluye que **"...se permite considerar leyes de momentos flectores redistribuidas hasta en un 15% con respecto a las deducidas del análisis lineal..."**. Se hace notar que este método, utilizado por **Tricalc**, es definido en la nueva EFHE como **"avalado por la experiencia"**, lo que permite considerarlo como el **método recomendado** por la Norma. El programa no considera sobreesfuerzos en el forjado por la acción horizontal sobre el edificio, debiendo de disponerse de las correspondientes vigas o zunchos de atado resistentes a esta acción.

1.6.4 Armado de negativos en forjados de viguetas

No existe una cuantía mínima para armado de negativos en apoyos sin continuidad.

En apoyos interiores en continuidad, se dispondrá al menos una barra por vigueta. Si la armadura necesaria por cálculo es

$$A_s \leq 0,10 \cdot \frac{b_0 \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

entonces se dispondrá una armadura mínima de valor

$$A_{s,min} = \left(1,5 - 2,49 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_o \cdot d \cdot f_{cd}} \right) \cdot A_s$$

También deberá cumplirse (en apoyos interiores en continuidad) la misma condición existente en EF-96:

$$A_s \geq \beta \cdot b_w \cdot h$$

siendo:

b_o	ancho de la sección a nivel de la armadura de tracción en flexión positiva [mm];
b_w	ancho mínimo del nervio [mm];
h	canto total del forjado [mm];
d	canto útil el forjado [mm];
f_{cd}	resistencia de cálculo del hormigón vertido en obra [MPa];
f_{yd}	resistencia de cálculo de la armadura [MPa];
β	= 0,004 para acero B400; = 0,003 para acero B500.

En el caso de apoyos extremos, el armado se anclará la longitud de anclaje necesaria a partir del eje del apoyo (En EF-96 debía ser siempre con patilla y hasta la parte inferior del forjado menos el recubrimiento).

1.6.4.1 Armado de negativos en forjados alveolares

No existe una cuantía mínima para armado de negativos en apoyos sin continuidad.

Si se necesita disponer armadura pasiva de negativos, se utilizarán las expresiones antes indicadas para forjados de viguetas de hormigón, pero considerando:

b_o	suma de espesores de las almas [mm];
b_w	= b _o [mm];
f_{cd}	resistencia de cálculo del hormigón de la alveoplaca [MPa];

1.6.4.2 Cálculo de flechas

A partir de esta versión, para evaluar la inercia equivalente de un vano, se evalúan las inercias equivalentes del centro del vano y de ambos apoyos, ponderándose seguidamente de acuerdo con los criterios definidos en la normativa, de acuerdo con la siguiente tabla, siendo I_{iz}, I_{cv} e I_{de} las inercias del extremo izquierdo, centro de vano y extremo derecho, respectivamente (dado que EF-96 no indicaba ningún criterio, se toman los de EH-91):

Caso	EF-96 (EH-91)	EFHE
Vano aislado	I _{cv}	I _{cv}
Voladizo	I _{iz} o I _{de}	I _{iz} o I _{de}

Vano interior	$0,15 \cdot l_{iz} + 0,70 \cdot l_{cv} + 0,15 \cdot l_{de}$	$0,25 \cdot l_{iz} + 0,50 \cdot l_{cv} + 0,25 \cdot l_{de}$
Vano extremo izquierdo	$0,85 \cdot l_{cv} + 0,15 \cdot l_{de}$	$0,75 \cdot l_{cv} + 0,25 \cdot l_{de}$
Vano extremo derecho	$0,15 \cdot l_{iz} + 0,85 \cdot l_{cv}$	$0,25 \cdot l_{iz} + 0,75 \cdot l_{cv}$

En cada una de las secciones contempladas, la inercia equivalente cuando el momento actuante es mayor que el momento de fisuración, viene dada por la expresión

$$I_e = \left(\frac{M_f - M_o}{M_a - M_o} \right)^3 \cdot I_b + \left(1 - \left(\frac{M_f - M_o}{M_a - M_o} \right)^3 \right) \cdot I_f \nless I_b$$

siendo

M_f momento de fisuración de la sección. En la sección del centro del vano, se toma del modelo de flexión positiva asignado. En las secciones extremo, se calcula por el programa de acuerdo con las características geométricas y mecánicas de la sección;

I_b, I_f inercia bruta y fisurada de la sección homogeneizada. En la sección del centro del vano, se toman del modelo de flexión positiva asignado. En las secciones extremo, se calculan por el programa de acuerdo con las características geométricas y mecánicas de la sección;

M_v momento en servicio de las cargas cuando el hormigón vertido no está endurecido, de valor:

Para viguetas armadas, 0

Para viguetas pretensadas y alveoplacas, el debido a su peso propio. En función de la longitud máxima sin sopandas del modelo definido, se calcula la longitud de vano a considerar para su cálculo y si éste es biapoyado o continuo.

En secciones con momentos negativos, 0

M_a máximo momento en estado límite de servicio que históricamente ha sufrido la sección, hasta el estado considerado;

M_o momento flector asociado a la situación de curvatura nula: $M_o = P \cdot e \cdot \beta - M_v \cdot (\beta - 1)$;

P valor absoluto de la fuerza de pretensado, igual al 90% de la fuerza inicial de pretensado;

e excentricidad del tendón equivalente de pretensado, en valor absoluto, respecto al baricentro de la viga o alveopla. El valor **P·e** se toma de la viga o alveopla asignada;

β relación entre la inercia bruta de la sección en la fase de estudio y la inercia bruta de la viga o alveopla, no menor de 1. Este valor se toma del modelo de flexión positiva asignado.

1.6.4.3 Comprobación a cortante en forjados de viguetas de hormigón

La EFHE establece, como sección de cálculo a comprobar el valor de V_{u2} , una sección situada a un canto útil del borde de apoyo. (En la anterior norma, EF-96, se consideraba como sección de estudio la situada en el borde del apoyo). En los listados de viguetas y en los planos de croquis del forjado, se indica el cortante último existente en dicha sección de estudio.

Según se fije en las opciones de cálculo, el cortante resistido por la sección, V_{ud} , se evaluará de acuerdo con las expresiones de EHE o las de EFHE (esta última no aplicable a forjados de viguetas armadas "in situ").

La expresión de EHE (artículo 44.2.3.2) es

$$V_{u2} = \left[0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] b_0 \cdot d$$

La expresión de EFHE (artículo 14.2.1) es

$$V_{u2} = 0,16 \cdot (f_{cd})^{1/2} \cdot b_0 \cdot d$$

Si se cumplen las condiciones del Anejo 5 de EFHE, la expresión queda

$$V_{u2} = 0,32 \cdot (f_{cd})^{1/2} \cdot b_0 \cdot d$$

El valor de la resistencia según EFHE no depende de la armadura existente, y se encuentra almacenado en la definición de la ficha. Si este valor almacenado es distinto de cero, se utilizará en los cálculos. En caso contrario, será evaluado por el programa en función de las características geométricas y mecánicas del forjado.

El valor de la resistencia según EHE depende de la armadura traccionada existente y se encuentra almacenado en los modelos de la ficha seleccionada. Dado que el cortante máximo se suele producir en situación de momentos negativos, el programa intenta localizar un modelo de flexión negativa con un armado de negativos lo más similar posible al calculado por el programa. Si encuentra dicho modelo, y tiene asignado un valor de resistencia a cortante distinto de cero, se utilizará éste en los cálculos. En caso contrario, se utilizará el valor almacenado en el modelo de flexión positiva actualmente asignado.

1.6.4.4 Comprobación a cortante en forjados alveolares

La EFHE establece, como sección de cálculo a comprobar el valor de V_{u2} , una sección situada a medio canto útil de la cara de apoyo. (En la anterior norma, EF-96, se consideraba como sección de estudio la situada en el borde del apoyo). En los listados de alveoplasas y en los planos de croquis del forjado, se indica el cortante último existente en dicha sección de estudio.

La Instrucción EFHE fija dos valores de V_{u2} , en función de que el momento actuante sea mayor o no que el momento de descompresión de la sección. En el programa siempre se utiliza el primer valor, lo cual está del lado de la seguridad.

1.7 Norma EHE-08

La EHE-08 es la Instrucción de Hormigón Estructural, aprobada el 18 de Julio de 2008 y se utiliza sólo en la segunda colección de normativas para España indicadas en la introducción de este capítulo. En un proceso continuo de convergencia, esta Instrucción EHE-08 es muy similar a la norma europea EN 1992-1-1:2004 (Eurocódigo 2), que puede consultarse en el capítulo I de este Manual de Normativas.

1.7.1 EHE-08: Hipótesis de cargas

La normativa EHE-08 de España establece sus propias combinaciones de acciones, que el programa utilizará para los elementos de hormigón (barras, cimentaciones, forjados, muros de hormigón, etc.) si se selecciona como norma a usar.

Recuerde que también podrá utilizar, para los elementos de hormigón, las combinaciones explícitas que se seleccionen, en cuyo caso, no es de aplicación este apartado.

1.7.1.1 Clasificación de las acciones por su variación en el tiempo

La EHE-08 clasifica las acciones de la forma siguiente:

- **Acciones Permanentes (G).** Actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición.
- **Acciones Permanentes de Valor no Constante (G*).** Actúan en todo momento pero su magnitud no es constante. Ejemplo: acciones reológicas y del pretensado.
- **Acciones Variables (Q).** Incluyen las sobrecargas de uso, climáticas, debidas al proceso constructivo.
- **Acciones Accidentales (A).** Posibilidad de actuación pequeña pero de gran importancia. Impactos, explosiones, sismo.

En el programa la hipótesis 0 se utiliza para las acciones permanentes (G), no considerándose las acciones permanentes de valor no constante (G*). Las hipótesis 1, 2, 3, 4, 25, 26, 7, 8, 9, 10, 11 a 20, 21 y 22, del programa, se utilizan para las acciones variables (Q). Las hipótesis 5, 6, 23 y 24, se utilizan para las acciones accidentales (A).

1.7.1.2 Valores característicos de las acciones

La Norma EHE-08 establece los valores de las densidades del hormigón en masa y armado:

- Hormigón en masa: 2300 Kg/m³
- Hormigón armado y pretensado: 2500 Kg/m³

El programa utiliza el valor de 2500 Kg/m³ como la densidad del hormigón armado.

1.7.1.3 Valores representativos de las acciones

En la Norma EHE-08 se define el valor representativo de una acción se obtiene afectando su valor característico por un factor:

$$\psi_l \cdot F_k$$

Este valor corresponde a las de la norma de acciones.

F_k Valor característico

$F_0 = \psi_0 \cdot F_k$ Valor representativo de combinación

$F_1 = \psi_1 \cdot F_k$ Valor representativo frecuente

$F_2 = \psi_2 \cdot F_k$ Valor representativo cuasi permanente

La EHE-08 indica que como valores representativos de las acciones se tomarán los indicados en la reglamentación específica aplicable, que en el caso de Edificación, es el **Código Técnico de la Edificación** (CTE). En dicho CTE, se indica:

Zona	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso			
A: Zonas residenciales	0,7	0,5	0,3
B: Zonas administrativas	0,7	0,5	0,3

C: Zonas destinadas al público	0,7	0,7	0,6
D: Zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
F: Zonas de tráfico y aparcamiento vehículos de peso <30kN	0,7 (1)	0,7 (1)	0,6 (1)
G: Cubiertas transitables	0,0	0,0	0,0
H: Cubiertas accesibles sólo para mantenimiento			
Nieve			
Para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
Para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0,0
Viento	0,6	0,5	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

⁽¹⁾ En cubiertas transitables, se adopta el valor correspondiente al uso desde el que se accede.

En la función **Cargas>Opciones...** del programa existe el grupo de opciones **Coefte. Combinación** donde se fijan los valores de los coeficiente de combinación ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 para 5 grupos de hipótesis de carga: las cargas gravitatorias (hipótesis 1, 2, 7, 8, 9 y 10), móviles (hipótesis 11 a 20), viento (hipótesis 3, 4, 25 y 26), nieve (hipótesis 22) y temperatura (hipótesis 21). Los valores por defecto de ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 utilizados son:

- Gravitatorias y móviles: **0.7, 0.5 y 0.3.**
- Viento: **0.6, 0.5 y 0.0.**
- Nieve: **0.5, 0.2 y 0.0.**
- Temperatura: **0.6, 0.5 y 0.0.**

1.7.1.4 Valores de cálculo de las acciones

Según la Norma EHE-08, el valor representativo afectado por un coeficiente parcial de seguridad.

$$F_d = \gamma_f \cdot \psi_l \cdot F_k$$

Para los **Estados Límites Últimos (ELU)**, la Norma EHE-08 propone unos coeficientes de seguridad que son los siguientes:

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$

Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Los valores son iguales a los de la EHE para control de ejecución intenso y muy similares a los del Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2005) y el CTE.

En la función **Cargas>Opciones...** del programa existe el grupo de opciones **Coefes. Seguridad** donde se fijan los valores de los coeficiente de seguridad en función del material. Por defecto el programa toma los valores de la tabla anterior:

- Acciones Permanente (0): $\gamma_G = 1,35$
- Acciones Variables Gravitatorias (1,2,7,8,9 y 10): $\gamma_Q = 1,50$
- Acciones Variables Móviles (11 a 20): $\gamma_Q = 1,50$
- Acciones Variables Viento(3, 4, 25 y 26): $\gamma_Q = 1,50$
- Acciones Variables Nieve(22): $\gamma_Q = 1,50$
- Acciones Variables Temperatura (21): $\gamma_Q = 1,50$
- Acciones Accidentales de Sismo (5, 6 y 24): $\gamma_A = 1,00$
- Acción Accidental (23): $\gamma_A = 1,00$

Para los Estados Límites de Servicio (ELS), la EHE-08 adopta los siguientes coeficientes de seguridad:

Tipo de acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Estos valores son similares a los de EHE y CTE. El programa considera un coeficiente de valor 1,00 para todos los tipos de acciones $\gamma_G = \gamma_Q = \gamma_A = 1,00$

1.7.2 EHE-08: Combinación de acciones realizadas por Tricalc

En **Tricalc** se utilizarán las combinaciones de la norma, aunque no se contempla la existencia de las cargas permanentes no constantes (G^*). Las cargas variables (Q) se agrupan por las hipótesis de carga del programa, sobrecargas alternativas: 1-2, 7-8 y 9-10, cargas móviles: 11 a 20, cargas de viento: 3, 4, 25 y 26, y, cargas de nieve, y cargas de temperatura.

La caja de diálogo de la función **Cargas>Opciones...** permite modificar los valores de los coeficientes de seguridad y los coeficientes de combinación de cada uno de los tipos de cargas.

Las combinaciones que efectúa el programa son las siguientes:

1.7.2.1 Estados Límite Últimos (ELU)

El Artículo 13.2 de EHE-08 distingue las siguientes situaciones:

■ Situaciones permanentes o transitorias

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$$

■ Situaciones accidentales

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

■ Situaciones sísmicas

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \sum_{j=1} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

donde,

G_k	Valor característico de las acciones permanentes
G_k^*	Valor característico de las acciones permanentes no constantes
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante (una de las acciones variables)
A_k	Valor característico de la acción accidental
$A_{E,k}$	Valor característico de la acción sísmica

En el programa **Tricalc** no existen cargas permanentes de valor no constante (G^*), y las sobrecargas (Q) se agrupan en las siguientes familias:

Familia 1

- Sobrecargas alternativas. Corresponden a las hipótesis 1, 2, 7, 8, 9 y 10

Familia 2

- Cargas móviles. Corresponden a las hipótesis 11 a 20, inclusive.

Familia 3

- Cargas de viento. Corresponden a las hipótesis 3, 4, 25 y 26 (y a las -3, -4, -25 y -26 si se habilita el sentido $\pm$)

Familia 4

- Carga de nieve. Corresponde a la hipótesis 22.
- Carga de temperatura. Corresponde a la hipótesis 21.

Las combinaciones realizadas por el programa se pueden agrupar entonces de la siguiente forma:

1.7.2.1.1 Situaciones permanentes o transitorias

A la hipótesis 0 se le puede aplicar su coeficiente de mayoración de efecto desfavorable (en general de valor 1,35) o el coeficiente de efecto favorable (de valor 1,0). Al resto de hipótesis se les aplica su coeficiente de mayoración (en general de valor 1,5). Por tanto, las combinaciones realizadas por el programa son **el doble** de las indicadas a continuación, dado que en cada una de ellas se deben aplicar dos coeficientes diferentes para la hipótesis cero.

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes $2 \cdot 10 = 20$ combinaciones:

$$0$$

$$0 + 1$$

$$0 + 2$$

$$0 + 1 + 2$$

$$0 + 7$$

$$0 + 8$$

$$0 + 7 + 8$$

$$0 + 9$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + (11 \text{ a } 20)$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 \quad \pm \quad 3|4|25|26$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 4

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + 21$$

$$0 + 21 + 22$$

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + 1 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 2 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 1 + 2 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 7 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 8 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 7 + 8 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 9 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 10 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 9 + 10 \quad + \quad \Psi_{0,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (1) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (2) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (7) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (8) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (9) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \Psi_{0,Alter} \cdot (10) \quad + \quad (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10) + (11 \text{ a } 20)$$

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de la segunda y tercera columna):

$$0 + 1 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 2 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 1 + 2$$

$$0 + 7 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 8$$

$$0 + 7 + 8 + \psi_{0,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

$$0 + 9$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (2) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7) \pm 3 | 4 | 25 | 26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (8)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (7 + 8) \quad \pm 3|4|25|26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9) \quad \pm 3|4|25|26$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (10)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (9 + 10)$$

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 4

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F4} \cdot Q_{k,F4} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones (en cada tabla, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de la segunda y tercera columna):

$$0 + 1$$

$$0 + 2 \quad + \psi_{0,Temp} \cdot 21$$

$$0 + 1 + 2 \quad + \psi_{0,Temp} \cdot 21$$

$$0 + 7 \quad + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + 8 \quad + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + 7 + 8 \quad + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + 9 \quad + \psi_{0,Temp} \cdot 21 + \psi_{0,Nieve} \cdot 22$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1)$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (2) \quad + 21$$

$$0 + \psi_{0,Alter} \cdot (1 + 2) \quad + 21$$

$$0 + \Psi_{0,Alter}(7) + 22$$

$$0 + \Psi_{0,Alter}(8) + 22$$

$$0 + \Psi_{0,Alter}(7 + 8) + 22$$

$$0 + \Psi_{0,Alter}(9) + 21 + 22$$

$$0 + \Psi_{0,Alter}(10) + 21 + 22$$

$$0 + \Psi_{0,Alter}(9 + 10)$$

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 4

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F4} \cdot Q_{k,F4} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 3 y 4

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F4} \cdot Q_{k,F4} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 4

$$\begin{aligned} &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4} \\ &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4} \\ &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F4} \cdot Q_{k,F4} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} \end{aligned}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 3 y 4

$$\begin{aligned} &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4} \\ &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4} \\ &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F4} \cdot Q_{k,F4} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3} \end{aligned}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2, 3 y 4

$$\begin{aligned} &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4} \\ &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4} \\ &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F4} \cdot Q_{k,F4} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3} \end{aligned}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2, 3 y 4

$$\begin{aligned} &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4} \\ &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4} \\ &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4} \\ &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F4} \cdot Q_{k,F4} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3} \end{aligned}$$

desarrolladas de forma similar

1.7.2.1.2 Situaciones accidentales

A la hipótesis 0 (carga permanente, G) y a las sobrecargas (Q: alternativas, móviles, viento, temperatura y nieve) se les aplica el coeficiente 1,0. A la hipótesis 23 de carga accidental, A, se le aplica su coeficiente de mayoración, cuyo valor es en general 1,0.

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 \quad + \quad 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1) \quad + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2) \quad + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) \quad + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (7 + 8) \quad + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10) \quad + 23$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) \quad + 23$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes 9 combinaciones:

$$0 \quad + \psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \quad + 23$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 4 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes 9 combinaciones:

$$0 + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 \quad + 23$$

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (1) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (7 + 8) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10) + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20) + 23$$

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 4 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F4} \cdot Q_{k,F4} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 4 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F4} \cdot Q_{k,F4} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 3 y 4 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F4} \cdot Q_{k,F4} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 4 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F4} \cdot Q_{k,F4} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 3 y 4 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F4} \cdot Q_{k,F4} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2, 3 y 4 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F4} \cdot Q_{k,F4} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2, 3 y 4 + carga accidental

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \gamma_A \cdot A_k + \Psi_{1,F4} \cdot Q_{k,F4} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas de forma similar

1.7.2.1.3 Situaciones sísmicas

A la hipótesis 0 (carga permanente, G) y a las sobrecargas (Q: alternativas, móviles, viento, temperatura y nieve) se les aplica el coeficiente 1,0. A las hipótesis de sismo (A_E: 5, 6 y 24) se les aplica su coeficiente de mayoración, cuyo valor es en general 1,0 o 1,12.

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 + sismo

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1) \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2) \quad \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) \pm 5$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) \pm 5$$

$$0 \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) \pm 6$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) \pm 6$$

$$0 \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (2) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8) \pm 24$$

$$0 + \psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10) \pm 24$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 + carga sísmica

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \pm 5 / 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \pm 6 / 20)$$

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \pm 24 / 20)$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 + carga sísmica

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 6$$

$$0 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 24$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 4 + carga sísmica

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 5$$

$$0 + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 6$$

$$0 + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22 \pm 24$$

Carga permanente + sobrecargas de dos familias (i, j) + cargas sísmicas

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{2,Fj} \cdot Q_{k,Fj}$$

desarrolladas de forma similar.

Carga permanente + sobrecargas de 3 familias (i, j y k) + cargas sísmicas

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{2,Fj} \cdot Q_{k,Fj} + \Psi_{2,Fk} \cdot Q_{k,Fk}$$

desarrolladas de forma similar.

Carga permanente + sobrecargas de las 4 familias + cargas sísmicas

$$G_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

desarrolladas de forma similar.

1.7.2.2 Estados Límite de Servicio

El Artículo 13.3 de EHE-08 distingue las siguientes combinaciones:

- Combinación poco probables

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$$

- Combinación frecuente

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

- Combinación cuasi permanente

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \sum_{j=1} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

En el programa **Tricalc** no se contempla la existencia de cargas permanentes de valor no constante (G^*), y las sobrecargas (Q) se agrupan en las siguientes familias:

Familia 1

- Sobrecargas alternativas. Corresponden a las hipótesis 1, 2, 7, 8, 9 y 10

Familia 2

- Cargas móviles. Corresponden a las hipótesis 11 a 20, inclusive.

Familia 3

- Cargas de viento. Corresponden a las hipótesis 3, 4, 25 y 26 (y a las -3, -4, -25 y -26 si se habilita el sentido $\pm$)

Familia 4

- Carga de nieve. Corresponde a la hipótesis 22.
- Carga de temperatura. Corresponde a la hipótesis 21.

Las combinaciones realizadas por el programa se pueden agrupar entonces de la siguiente forma:

1.7.2.2.1 *Combinaciones poco probables*

A todas las hipótesis se les aplica el coeficiente de seguridad 1,0.

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$G_k + Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + 1$$

$$0 + 2$$

$$0 + 1 + 2$$

$$0 + 7$$

$$0 + 8$$

$$0 + 7 + 8$$

$$0 + 9$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$G_k + Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + (11 \text{ a } 20)$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$G_k + Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 \quad \pm 3|4|25|26$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 4

$$G_k + Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + 21$$

$$0 + 22$$

$$0 + 21 + 22$$

Carga permanente + sobrecargas de dos familias (i y j)

$$G_k + Q_{k,Fi} + \Psi_{0,Fj} \cdot Q_{k,Fj}$$

$$G_k + Q_{k,Fj} + \Psi_{0,Fi} \cdot Q_{k,Fi}$$

desarrolladas de forma similar

Carga permanente + sobrecargas de 3 familias (i, j, k)

$$G_k + Q_{k,Fi} + \Psi_{0,Fj} \cdot Q_{k,Fj} + \Psi_{0,Fk} \cdot Q_{k,Fk}$$

$$G_k + Q_{k,Fj} + \Psi_{0,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{0,Fk} \cdot Q_{k,Fk}$$

$$G_k + Q_{k,Fk} + \Psi_{0,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{0,Fj} \cdot Q_{k,Fj}$$

desarrolladas de forma similar.

Carga permanente + sobrecargas de las 4 familias

$$G_k + Q_{k,F1} + \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + Q_{k,F2} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + Q_{k,F3} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{0,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + Q_{k,F4} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{0,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas de forma similar.

1.7.2.2.2 Combinaciones frecuentes

A todas las hipótesis se les aplica el coeficiente de seguridad 1,0.

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (1)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (2)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10)$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 4

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Temp} \cdot 21 + \Psi_{1,Nieve} \cdot 22$$

Carga permanente + sobrecargas de dos familias (i y j)

$$G_k + \Psi_{1,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{2,Fj} \cdot Q_{k,Fj}$$

$$G_k + \Psi_{1,Fj} \cdot Q_{k,Fj} + \Psi_{2,Fi} \cdot Q_{k,Fi}$$

desarrolladas de forma similar.

Carga permanente + sobrecargas de 3 familias (i, j y k)

$$G_k + \Psi_{1,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{2,Fj} \cdot Q_{k,Fj} + \Psi_{2,Fk} \cdot Q_{k,Fk}$$

$$G_k + \Psi_{1,Fj} \cdot Q_{k,Fj} + \Psi_{2,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{2,Fk} \cdot Q_{k,Fk}$$

$$G_k + \Psi_{1,Fk} \cdot Q_{k,Fk} + \Psi_{2,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{2,Fj} \cdot Q_{k,Fj}$$

desarrolladas de forma similar.

Carga permanente + sobrecargas de las 4 familias

$$G_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \Psi_{1,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

$$G_k + \Psi_{1,F4} \cdot Q_{k,F4} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

desarrolladas de forma similar.

1.7.2.2.3 Combinaciones cuasi permanentes

A todas las hipótesis se les aplica el coeficiente de seguridad 1,0.

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (2)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (1 + 2)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (7 + 8)$$

$$0 + \Psi_{2,Alter} \cdot (9 + 10)$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{2,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{2,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 4

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{2,Temp} \cdot 21 + \Psi_{2,Nieve} \cdot 22$$

Carga permanente + sobrecargas de dos familias (i y j)

$$G_k + \Psi_{2,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{2,Fj} \cdot Q_{k,Fj}$$

desarrolladas de fprma similar.

Carga permanente + sobrecargas de 3 familias (i, j y k)

$$G_k + \Psi_{2,Fi} \cdot Q_{k,Fi} + \Psi_{2,Fj} \cdot Q_{k,Fj} + \Psi_{2,Fk} \cdot Q_{k,Fk}$$

desarrolladas de forma similar.

Carga permanente + sobrecargas de las 4 familias

$$G_k + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot Q_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot Q_{k,F4}$$

desarrolladas de forma similar.

1.7.3 Materiales

1.7.3.1 Coeficientes de seguridad

La norma EHE-08 en su artículo 15º establece los coeficientes parciales de seguridad para los materiales. En Estados Límite Últimos (ELU) se definen dos grupos de coeficientes en función de la situación de proyecto, ya sea permanente o transitoria, o accidental. La tabla de la EHE es:

Situación proyecto	de	Hormigón	Acero
Permanente o transitoria		$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$
Accidental		$\gamma_c = 1,3$	$\gamma_s = 1,0$

En Estados Límite de Servicio se considera siempre un valor constante $\gamma_c = \gamma_s = 1,0$.

El programa utilizará estos valores cuando se seleccione un control **Normal** para acero y hormigón. La EHE-08 sin embargo, permite variar estos coeficientes en función del tipo de control:

Se puede utilizar $\gamma_s = 1,10$, si se cumplen al menos dos de las siguientes condiciones (Artículo 15.3.1):

- La ejecución de la estructura se realiza con control a nivel intenso (Capítulo XVII Control de Ejecución) y tolerancias de colocación de la armadura conformes con el proyecto y las indicadas en el apartado 6 del Anejo nº 11 (Tolerancias).
- Las armaduras pasivas o activas (o el elemento prefabricado que las contenga) están en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el apartado 5 del Anejo nº 19 (Niveles de garantía y requisitos para el reconocimiento oficial de los distintivos de calidad).
- El acero para las armaduras pasivas está en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

En el programa, se utilizará este valor ($\gamma_s = 1,10$) al seleccionar control **Intenso** en el acero.

Se puede utilizar $\gamma_c = 1,40$ en general y $\gamma_c = 1,35$ en elementos prefabricados, si se cumplen las dos siguientes condiciones (Artículo 15.3.2):

- La ejecución de la estructura se realiza con control a nivel intenso (Capítulo XVII Control de Ejecución) y con tolerancias en la sección transversal conformes con el proyecto y las indicadas en el apartado 6 del Anejo nº 11 (Tolerancias).
- El hormigón (o el elemento prefabricado que lo contenga) está en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el apartado 5 del Anejo nº 19 (Niveles de garantía y requisitos para el reconocimiento oficial de los distintivos de calidad).

En el programa, se utilizará este valor ($\gamma_c = 1,40$ o $1,35$) al seleccionar control **Intenso** en el hormigón.

Cuando se realice un control indirecto de la resistencia del hormigón (Artículo 86.5.6 del Capítulo XVI Control de conformidad de los productos), la EHE-08 exige que:

- El hormigón esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

- Se utilice exclusivamente en edificios de viviendas de 1 o 2 plantas con luces de menos de 6 m, o para elementos a flexión en edificios de viviendas de hasta 4 plantas con luces de menos de 6 m.
- El ambiente sea I o II.
- La resistencia de cálculo a compresión del hormigón sea $f_{cd} \leq 10$ MPa (de acuerdo también con el Artículo 31.4).

En el programa, cuando se selecciona un control **Reducido** en el hormigón, el coeficiente de minoración del hormigón se calcula como $\gamma_c = f_{ck} / 10$ MPa, para que así $f_{cd} = 10$ MPa.

1.7.3.2 Tipos de hormigones

La Norma EHE-08 establece que la resistencia de proyecto a compresión, f_{ck} , no será menor de 20 MPa en hormigón en masa, ni 25 MPa en hormigón armado. Los tipos de hormigones utilizados por el programa son: HA25, HA30, HA35, HA40, HA45, HA50, HA55, HA60, HA70, HA80, HA90 y HA100 que corresponden a hormigones con f_{ck} de valores 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 70, 80, 90 y 100 MPa.

En el caso de materiales de cimentación se permite seleccionar **HM20**, que según EHE-08 puede ser utilizado exclusivamente para zapatas de hormigón en masa. Si se selecciona **HM20** en la caja de materiales de cimentaciones y en opciones de cálculo el tipo de zapata **Rígida**, el programa permite obtener resultados con **HM20**, aunque no lo permite la Norma EHE-08. En el programa se permite utilizar hormigones de resistencias diferentes a las anteriores, seleccionando la opción **OTROS**.

Según la Norma EHE-08 los hormigones se tipifican de acuerdo con el siguiente formato:

T - R / C / TM / A

T	Tipo de hormigón. HM , HA o HP (hormigón en masa, armado o pretensado respectivamente)
R	Resistencia especificada, en MPa , de la serie 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 70, 80, 90, 100 . (El 20 , sólo para HM)
C	Consistencia. S , P , B o F (seca, plástica, blanda o fluida, respectivamente)
TM	Tamaño máximo de árido, en mm
A	Ambiente. Una clase general de exposición (I, IIa, IIb, IIIa, IIIb, IIIc, IV) y opcionalmente, una clase específica de exposición separada de la anterior con un signo + (Qa, Qb, Qc, H, F, E).

Por ejemplo: **HA-25 / P / 20 / I+H**, es un hormigón de 25MPa (254 kg/cm²), con consistencia plástica, tamaño máximo del árido **20** (20mm) y ambiente clase **I** y exposición **H** (heladas). El programa imprime en el cuadro de materiales solamente el tipo de hormigón y su resistencia característica (HA25), debiendo de añadirse los demás datos.

Se suministra con el programa los archivos EHE-08.dbu y EHE-08.DXF que son el cuadro de materiales de todas la estructura adaptado a la terminología de la EHE-08.

1.7.3.3 Diámetros de las armaduras pasivas

Los diámetros nominales de las barras de acero se ajustarán a la serie: 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 y 40 mm.

Los diámetros nominales de alambres corrugados empleados en mallas electrosoldadas, se ajustarán a 5 - 5,5 - 6 - 6,5 - 7 - 7,5 - 8 - 8,5 - 9 - 9,5 - 10 - 10,5 - 11 - 11,5 - 12 y 14 mm.

1.7.3.4 Tipos de acero para barras corrugadas y mallas electrosoldadas

La Norma EHE-08 establece los aceros de ductilidad normal B 400 S, de $f_y = 400$ MPa y B 500 S, de valor $f_y = 500$ MPa. También recoge la existencia de aceros de alta ductilidad B 400 SD y B 500 SD. En el programa sólo se pueden escoger los aceros mencionados de ductilidad normal aunque se permite utilizar aceros de resistencias diferentes a las anteriores, seleccionando la opción **OTROS**.

En el diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para armaduras pasivas, se define como valor del módulo de Young $E_s = 200.000$ MPa (2.039.464 Kg/cm²).

1.7.3.5 Designación y tamaño del árido

La EHE-08 establece que el tamaño máximo de un árido grueso será menor que las dimensiones siguientes:

- Un 0,8 de la distancia horizontal entre redondos que no formen grupo o de un redondo vertical al borde de la pieza.
- Un 1,25 de la distancia horizontal de un redondo horizontal al borde de la pieza
- Un 0,25 de la dimensión mínima de la pieza (salvo forjados, prefabricados, ...)

El programa utiliza estas limitaciones para calcular la distancia entre redondos.

1.7.3.6 Recubrimiento nominal y recubrimiento de cálculo

La EHE-08 establece dos tipos de recubrimientos, en el Art.37, el recubrimiento mínimo y el nominal (mayor al anterior para garantizar que en ningún punto el recubrimiento sea menor del mínimo).

El usuario introducirá en las cajas de diálogo correspondientes los valores de los recubrimientos **nominales de la armadura longitudinal** a utilizar. Por tanto, si el recubrimiento mínimo es de 25 mm, la tolerancia es de 5 mm (por lo que el recubrimiento nominal será 30 mm) y los estribos serán de 6 mm, se debe introducir en el programa un recubrimiento de $25 + 5 + 6 = 36$ mm.

En viguetas o alveoplasas prefabricadas podrá contarse con los revestimientos permanentes, y en hormigonado contra el terreno, si no hay hormigón de limpieza, el recubrimiento será $r_{min} \geq 70$ mm.

Como dato adicional, hay que mencionar que en los comentarios al articulado realizados por la Comisión Permanente del Hormigón, se aclara que en muros hormigonados contra el terreno, pantallas y pilotes, debido a la naturaleza de su ejecución, no es necesario respetar el recubrimiento mínimo de 70 mm mencionado en el articulado para elementos hormigonados contra el terreno.

En cualquier caso, el recubrimiento mínimo será, al menos, el indicado en las siguientes tablas:

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia (MPa)	Vida útil del proyecto	
			50 años	100 años
I	cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
IIa	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
IIb	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Hormigón	Cemento	Vida útil del proyecto	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsílíce superior al 6%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Otros	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Otros	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

*Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda comprobar el Estado Límite de Durabilidad según lo indicado en el Anejo nº 9, a partir de las características del hormigón prescrito en el Pliego de prescripciones técnicas del proyecto.

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia (MPa)	Vida útil del proyecto	
			50	100
H	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	35
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
F	CEM II/A-D	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
	Sin adiciones	$f_{ck} \geq 40$	15	35

	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	75
	Sin adiciones	$f_{ck} \geq 40$	20	40
	Otros	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	40
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
E (moderado)	Cualquiera	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	80
		$f_{ck} \geq 40$	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	Cualquiera	40	55
	Otros	Cualquiera	*	*
Qb, Qc	Cualquiera	Cualquiera	**	**

*Estas soluciones obligarían a recubrimientos excesivos.

**Requiere estudio especial.

1.7.3.7 Resistencia de cálculo del hormigón

La resistencia de cálculo del hormigón (f_{cd} en compresión, $f_{ct,d}$ en tracción) se obtiene mediante las expresiones $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ y $f_{ct,d} = \alpha_{ct} \cdot f_{ct,k} / \gamma_c$, siendo γ_c el coeficiente parcial de seguridad y α_{cc} y α_{ct} los coeficientes de cansancio del hormigón a compresión y tracción respectivamente, de valor 1 en general.

1.7.3.7.1 Diagrama tensión deformación de cálculo del hormigón

En Estados Límite Últimos la EHE-08 permite utilizar uno de los siguientes diagramas:

- Diagrama parábola rectángulo
- Diagrama rectangular
- Otros equivalentes

El programa utiliza el diagrama rectangular en flexión simple y el parábola – rectángulo en el resto.

La deformación unitaria correspondiente al agotamiento del hormigón en flexión (ϵ_{cu}) y la deformación unitaria correspondiente al agotamiento en compresión simple (ϵ_{c0}) se establece de acuerdo con las expresiones (con f_{ck} en MPa):

$$\begin{aligned} \epsilon_{c0} &= 0,002 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \epsilon_{c0} &= 0,002 + 0,000085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,5} & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \\ \epsilon_{cu} &= 0,0035 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \epsilon_{cu} &= 0,0026 + 0,0144 \cdot [(100 - f_{ck}) / 100]^4 & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

El diagrama parábola – rectángulo responde a la siguiente expresión:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^n \right] \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_{c0}$$

$$n = 2 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$n = 1,4 + 9,6 \cdot [(100 - f_{ck}) / 100]^4 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

El diagrama rectangular es un rectángulo de profundidad $\lambda(x) \cdot h$ e intensidad $\eta(x) \cdot f_{cd}$:

$$\eta(x) = \eta \quad \text{para } 0 \leq x \leq h$$

$$\eta(x) = 1 - (1 - \eta) \cdot h/x \quad \text{para } x > h$$

$$\lambda(x) = \lambda \cdot x/h \quad \text{para } 0 \leq x \leq h$$

$$\lambda(x) = 1 - (1 - \lambda) \cdot h/x \quad \text{para } x > h$$

$$\eta = 1 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0,8 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

1.7.3.7.2 Módulo de deformación longitudinal del hormigón

La EHE-08 establece los siguientes valores del módulo de deformación:

$$\begin{aligned} E_{c,j} &= \beta_E \cdot E_{cm,j} && \text{Módulo de deformación longitudinal inicial (unidades en MPa)} \\ \beta_E &= 1,30 - f_{ck,j} / 400 \leq 1,175 \end{aligned}$$

$$E_{cm,j} = 8.500 \sqrt[3]{f_{cm,j}} \quad \text{Módulo de deformación longitudinal secante (unidades en MPa)}$$

El valor de $E_{cm,j}$ es el utilizado por el programa para calcular las flechas instantáneas de las vigas.

1.7.3.7.3 Coeficientes de Poisson y de dilatación térmica

La EHE-08 establece un valor del coeficiente de Poisson de 0,20, y de dilatación térmica igual a 10^{-5} .

1.7.3.8 Doblado de armaduras

El programa considera los valores del radio de curvatura interno de un redondo, la mitad del diámetro mínimo de los mandriles, dado por la tabla 69.3.4 de la norma EHE-08:

Barras Corrugadas	Ganchos, patillas y ganchos en U	
	Diámetro de la barra en mm	
	$\varnothing < 20$	$\varnothing \geq 20$
B 400 S	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$
B 500 S	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$

1.7.4 Modelización de la estructura

1.7.4.1 Datos geométricos: Luces de cálculo

La EHE-08 establece que "...salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas la distancia entre ejes de apoyo".

En la función **Cálculo>Esfuerzos>Opciones...** del programa, se pueden seleccionar entre tres opciones diferentes para la consideración de las luces de cálculo: según EH-91 ("la menor entre la luz libre más un

canto y la distancia entre apoyos”), según EHE y EHE-08 (“la distancia entre ejes de apoyo”) y considerando la luz a caras de elementos.

1.7.5 Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

1.7.5.1 Excentricidad mínima

En soportes y elementos de función análoga, se debe considerar la compresión actuando con una excentricidad mínima de valor $h/20$ y **2cm**, en la dirección más desfavorable de las direcciones principales y en sólo una de ellas.

En la EHE-08 se indica que no debe considerarse simultáneamente en ambas direcciones. El programa considera esta excentricidad accidental en los pilares no actuando simultáneamente en los ejes principales **Yp** y **Zp** de la sección. De cada una de las ternas de valores (**Nd, Myd, Mzd**) se obtienen otras 2 ternas en las que **Myd** y **Mzd** tienen alternativamente valores al menos iguales a la excentricidad accidental.

1.7.5.2 Disposiciones relativas a las armaduras

Si hay armaduras trabajando a compresión, para prevenir su pandeo, se debe cumplir que los estribos (de diámetro $\varnothing_t$ y separación s_t) cumplan la expresión $\varnothing_t \geq \frac{1}{4} \varnothing_{l,máx} \cdot \alpha$, siendo $\alpha = s_t / 15 \varnothing_{l,mín}$. También debe cumplirse que $s_t \leq 15 \varnothing_{l,mín}$. $\varnothing_{l,máx}$ y $\varnothing_{l,mín}$ son respectivamente el diámetro máximo y mínimo de las armaduras longitudinales de la sección.

Para piezas comprimidas, s_t debe ser menor o igual a 30 cm y menor que la dimensión menor de la sección de la pieza. El programa entiende como pieza comprimida aquella que esté solicitada por un axil de compresión mayor de $0,10 \cdot A_c \cdot f_{cd}$.

La separación entre barras longitudinales, s , será (incluyendo la armadura de piel) no mayor de 30 cm ni de 3 veces el espesor de la pieza en la posición de la barra. Esto no rige para pilares, en los que la separación máxima será de 35 cm.

1.7.5.3 Cuantías mecánicas mínimas

La EHE-08 indica las cuantías mecánicas mínimas que debe cumplir la armadura de tracción y compresión en los casos de flexión simple o compuesta, compresión simple o compuesta y tracción simple o compuesta; cuantías que respeta el programa.

1.7.5.4 Cuantías geométricas mínimas

Las cuantías geométricas mínimas recogidas en la EHE-08, en tantos por mil, referidas a la sección total de hormigón y en función del acero son:

Tipo de elemento		Tipo de acero: f_{yk} (MPa)	
		400	500
Pilares		4,0	4,0
Losas		2,0	1,8
Forjados	Nervios	4,0	3,0
unidireccionales	Reparto perpendicular a nervios	1,4	1,1

	Reparto paralelo nervios	0,7	0,6
Vigas		3,3	2,8
Muros	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Losas Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. En losas de cimentación y zapatas armadas solamente en la cara inferior, colocar la mitad consignada en la tabla.

Nervios Referida a una sección rectangular $b_w \cdot h$ en zonas no macizadas. La armadura inferior debe constar de al menos 2 barras activas o pasivas.

Vigas Cuantía mínima de la cara de tracción. Se recomienda disponer un 30% de ella en la cara opuesta.

Muros La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer un 30% de ella en la cara opuesta. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras (al 50% si ambas caras son vistas).

- En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2% (de aplicación en pantallas continuas de hormigón armado, por ejemplo). En muros de más de 50 cm de espesor, se tomará su espesor como de 50 cm.

1.7.5.5 Estado Límite de Inestabilidad

En la EHE-08 se incluye la formulación de los nomogramas y que son utilizados por el programa:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4(\Psi_A + \Psi_B) + 3 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{1,28 + 2(\Psi_A + \Psi_B) + 3 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B} \quad (\text{pórticos intraslacionales})$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4(\Psi_A + \Psi_B) + 1,6 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + (\Psi_A + \Psi_B)}} \quad (\text{pórticos traslacionales})$$

Para soportes de esbeltez mecánica, λ , entre 100 y 200, se debe de utilizar el método general (Art.43.2) que no es contemplado por el programa. Para soportes de esbeltez mecánica, λ , entre λ_{inf} y 100, se utiliza el método aproximado del Art. 43.5.2, que es el empleado por el programa. Para soportes de esbeltez mecánica, λ , menor de λ_{inf} , no se necesita hacer comprobación alguna de inestabilidad. El valor de λ_{inf} se obtiene de la expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \leq 100$$

Siendo

$$v = N_d / (A_c \cdot f_{cd})$$

e_2 excentricidad de primer orden del extremo del soporte con más momento, considerada positiva.

e_1	excentricidad de primer orden en el extremo contrario. En estructuras traslacionales, tomar $e_1 / e_2 = 1$.
h	canto de la sección en el plano de flexión (pandeo) considerado.
C	= 0,24 para armadura simétrica en las caras perpendiculares al plano de flexión = 0,20 para armadura igual en las 4 caras = 0,16 para armadura simétrica en las caras laterales.

En el programa, el valor de **C** considerado es $C = 0,18$.

Para los soportes considerados como traslacionales en una determinada dirección, la norma permite tres alternativas de estudio (a parte del método general), que se pueden utilizar con el programa:

- Realizar el cálculo de esfuerzos en 2º orden (considerando las acciones exteriores sobre la estructura deformada) y considerar el soporte como intraslacional en la comprobación a pandeo.
- Realizar el cálculo de esfuerzos en 1º orden pero amplificando las solicitaciones derivadas de acciones horizontales (mediante coeficientes de amplificación) y considerar el soporte como intraslacional en la comprobación a pandeo.
- Realizar el cálculo de esfuerzos en 1º orden y considerar el soporte como traslacional en la comprobación a pandeo.

1.7.5.5.1 Método aproximado. Flexión compuesta esviada

En cada eje, el programa evalúa:

$$e_{tot} = e_e + e_a \neq e_2$$

$$e_a = (1 + 0,12 \cdot \beta) (\varepsilon_y + 0,0035) \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$$

e_a	excentricidad ficticia
e_e	excentricidad de cálculo de primer orden equivalente. $e_e = \max (0,6 \cdot e_2 + 0,4 \cdot e_1 ; 0,4 \cdot e_2)$ (soportes intraslacionales) $e_e = e_2$ (soportes traslacionales)
e_2	excentricidad de cálculo máxima de primer orden.
e_1	excentricidad de cálculo mínima de primer orden.
l_0	Longitud de pandeo
i_c	Radio de giro de la sección de hormigón, en la dirección considerada
h	Canto total de hormigón (paralelo al plano de pandeo)
ε_y	Deformación del acero, igual a f_{yd}/E_s
β	Factor de armado , valor dado por $\beta = \frac{(d - d')^2}{4 \cdot i_s^2}$
i_s	Radio de giro de las armaduras.

El programa considera las dos combinaciones de pandeo recogidas en la EHE:

$$e_x = \max(e_{x,tot}; e_{x,min})$$

$$e_y = e_{y,tot}$$

$$e_y = \max(e_{y,tot}; e_{y,min})$$

$$e_x = e_{x,tot}$$

En el programa es difícil evaluar β ya que se desconoce el armado final del pilar al evaluar el pandeo, pues el armado es función también del pandeo, por lo que se adopta un valor constante de $\beta=2.0$ del lado de la seguridad.

1.7.6 Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

En el Artículo 42º de la EHE-08 se estudia la comprobación a cortante de elementos lineales, placas, losas y forjados unidireccionales o asimilables.

1.7.6.1 Comprobaciones que hay que realizar

Debe cumplirse simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

V_{rd} Cortante efectivo de cálculo

V_{u1} Cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

V_{u2} Cortante de agotamiento por tracción en el alma

La posición de la sección donde debe comprobarse V_{u1} es: borde del apoyo

En el caso de V_{u2} , la sección de comprobación se sitúa a un canto útil del borde del apoyo directo, excepto en el caso de piezas sin armaduras de cortante en regiones no fisuradas a flexión (a efectos prácticos sólo ocurre en forjados de placas alveolares), en las que esta comprobación se realiza a $1/2$ canto útil del apoyo directo.

Las fórmulas utilizadas por el programa para el cálculo de V_{u1} y V_{u2} son las especificadas en la EHE-08, y que se detallan a continuación.

1.7.6.2 Cálculo de V_{u1}

V_{u1} se obtiene con la expresión:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

donde,

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón:

$$= 0,60 \cdot f_{cd} \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$= (0,90 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} \geq 0,50 \cdot f_{cd} \quad \text{para } f_{ck} > 60 \text{ MPa}$$

b_0 Anchura neta mínima del elemento

K Coeficiente de reducción por efecto del esfuerzo axil:

$$= 1 \quad \text{para } \sigma'_{cd} \leq 0$$

$$= 1 + \sigma'_{cd} / f_{cd} \quad \text{para } 0 < \sigma'_{cd} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$$

$$= 1,25 \quad \text{para } 0,25 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 0,50 \cdot f_{cd}$$

$$= 2,5 \cdot (1 - \sigma'_{cd} / f_{cd}) \quad \text{para } 0,50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1,00 \cdot f_{cd}$$

σ'_{cd} Tensión axil efectiva (compresión positiva). En pilares, $\sigma'_{cd} = (N_d - A_s \cdot f_{yd}) / A_c$

A_c	Área total de la sección de hormigón.
$A_{s'}$	Área total de la armadura comprimida. En compresión compuesta puede suponerse que es toda la armadura de la sección. Como simplificación, el programa considera 1/2 de la armadura total en pilares rectangulares y 1/3 en pilares circulares.
f_{yd}	Resistencia de cálculo de la armadura $A_{s'}$, no mayor de 400 MPa.
α	Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza.
θ	Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. Se adoptará un valor que cumpla $0,5 \leq \cotg \theta \leq 2,0$ ($26,57^\circ \leq \theta \leq 63,43^\circ$)

Si los estribos son verticales ($\alpha=90^\circ$), y $\theta = 45^\circ$,

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot 0,50$$

1.7.6.3 Cálculo de V_{u2}

V_{u2} se obtiene con las siguientes expresiones:

1.7.6.3.1 V_{u2} : Piezas sin armadura de cortante en regiones no fisuradas a flexión

A efectos prácticos esta situación se da en forjados unidireccionales de placas alveolares en las que $M_d \leq M_{fis,d}$. En este caso,

$$V_{u2} = \frac{I \cdot b_0}{S} \sqrt{f_{ct,d}^2 + \alpha_l \cdot \sigma'_{cd} \cdot f_{ct,d}}$$

Donde

b_0	Anchura neta mínima del alma del elemento.
M_d	Momento de cálculo de la sección.
$M_{fis,d}$	Momento de fisuración de la sección calculado con $f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c$.
I	Momento de inercia de la sección transversal.
S	Momento estático de la sección transversal.
$f_{ct,d}$	Resistencia de cálculo a tracción del hormigón.
σ'_{cd}	Tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza de pretensado.
α_l	$= l_x / (1,2 \cdot l_{bpt}) \leq 1$ para tendones pretensados. $= 1$ para otros tipos de pretensado anclados por adherencia.
l_x	Distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.
l_{bpt}	Longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm.

1.7.6.3.2 V_{u2} : Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \geq \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\xi^3 \cdot f_{cv}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ con } d \text{ en mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0,02$$

donde

f_{cv}	resistencia efectiva del hormigón a cortante, en MPa: = mín (f_{ck} ; 60 MPa), en general = mín (f_{ck} ; 15 MPa), en caso de control indirecto (reducido) del hormigón
ρ_l	Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada, anclada una distancia d de la sección en estudio.
σ'_{cd}	tensión axial media en el alma (positiva para compresión): = $N_d / A_c \leq 0,30 \cdot f_{cd}$ y ≤ 12 MPa.
N_d	Axil de cálculo.

1.7.6.3.3 V_{u2} : Piezas con armadura de cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_a \cdot f_{ya,d}$$

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta$$

$$V_{u2} \geq \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\xi^3 \cdot f_{cv}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

A_a	Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras (estribos) que forman un ángulo α con la directriz de la pieza.
$f_{ya,d}$	Resistencia de cálculo de la armadura, = σ_{sd} . ($\sigma_{sd} = f_{yd}$, $\sigma_{sd} \leq 400$ MPa)
z	brazo de palanca, $z \approx 0,9 \cdot d$ en secciones rectangulares en flexión simple.
β	coeficiente que vale

$$0,5 \leq \cotg \theta < \cotg \theta_e \Rightarrow \beta = \frac{2 \cdot \cotg \theta - 1}{2 \cdot \cotg \theta_e - 1}$$

$$\cotg \theta_e \leq \cotg \theta \leq 2,0 \Rightarrow \beta = \frac{\cotg \theta - 2}{\cotg \theta_e - 2}$$

θ_e Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras, deducido de la expresión:

$$\cotg \theta_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m}(\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd} \cdot \sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \begin{cases} \leq 0,5 \\ \geq 2,0 \end{cases}$$

$f_{ct,m}$	Resistencia media a tracción del hormigón, positiva.

σ_{xd}, σ_{yd}	Tensiones normales de cálculo a nivel del centro de gravedad de la pieza.
σ_{xd}	$= N_d / A_c$ (positiva si es de tracción)
σ_{yd}	Tensión normal de cálculo paralela al esfuerzos cortante V_d en el centro de gravedad de la sección, usualmente de valor 0.

1.7.6.4 Disposiciones relativas a las armaduras

1.7.6.4.1 Armaduras transversales

La separación entre estribos considerada por el programa, y recogida en la Norma EHE-08, cumple:

- $s_t \leq 0,75 \cdot d$, $s_t \leq 60 \text{ cm}$ si $V_{rd} \leq V_{u1} \cdot 1 / 5$
- $s_t \leq 0,60 \cdot d$, $s_t \leq 45 \text{ cm}$ si $V_{u1} \cdot 1 / 5 < V_{rd} \leq V_{u1} \cdot 2 / 3$
- $s_t \leq 0,30 \cdot d$, $s_t \leq 30 \text{ cm}$ si $V_{rd} > V_{u1} \cdot 2 / 3$

La separación transversal entre ramas de estribos cumplirá:

- $s_{t,trans} \leq d$, $s_{t,trans} \leq 50 \text{ cm}$

Si existen armaduras de compresión, se debe cumplir, además, el Artículo 42º (42.3.1).

En piezas lineales y de forma opcional, también se cumplen las prescripciones del Art. 49.3 de EHE, referente a la separación entre estribos de vigas para el control de la fisuración por esfuerzo cortante.

La cuantía mínima transversal que el programa coloca es la especificada por la EHE de valor:

$$\sum \frac{A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot b_0$$

1.7.6.4.2 Armaduras longitudinales

La Norma EHE-08 especifica la formulación para el cálculo del decalaje de la gráfica de momentos, en función del cortante existente en cada sección. El programa considera siempre un decalaje de valor **0.9d**, con lo que siempre está del lado de la seguridad, ya que este límite es el valor máximo.

1.7.6.5 Rasante entre alas y alma de una viga

El programa considera la formulación que la Norma EHE-08 especifica para la comprobación del esfuerzo rasante. El valor del esfuerzo rasante medio por unidad de longitud que debe ser resistido será:

$$S_d = \Delta F_d / a_r$$

Se debe cumplir:

$$S_d \leq S_{u1} = 0,5 \cdot f_{1cd} \cdot h_0$$

$$S_d \leq S_{u2} = S_u = A_p \cdot f_{yd}$$

donde

- f_{1cd}** Resistencia a compresión del hormigón (40.3.2), de valor:
- $= 0,60 \cdot f_{cd}$ para alas comprimidas y $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$
 - $= (0,90 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd}$ para alas comprimidas y $f_{ck} > 60 \text{ MPa}$
 - $= 0,40 \cdot f_{cd}$ para alas traccionadas

- h_0** Espesor del ala.

- A_p** Armadura por unidad de longitud perpendicular al plano P.

En el caso de rasante entre alas y alma combinado con flexión transversal, se calculan las armaduras en ambos casos y se coloca la mayor.

1.7.7 Estado Límite de agotamiento por Torsión en elementos lineales

1.7.7.1 Torsión pura

La definición del espesor eficaz, h_e , de la pared de la sección de cálculo es:

$$h_e \leq A / u$$

$$h_e \leq h_0$$

$$h_e \geq 2 \cdot c$$

donde

A	Área de la sección total (incluyendo huecos interiores)
u	Perímetro exterior
h₀	Espesor real de la pared, en el caso de secciones huecas
c	Recubrimiento de las armaduras longitudinales
u_e	Perímetro medio de la sección hueca eficaz (perímetro u trasladado $0,5 \cdot h_e$ hacia el interior de la pieza)
A_e	Área encerrada por u _e
A_l	Área de las armaduras longitudinales.
A_t	Área de las armaduras utilizadas como cercos o armadura transversal.
s_t	Separación longitudinal entre cercos o barras de la armadura transversal
f_{yt,d}	Resistencia de cálculo del acero de la armadura A _t . limitada a 400 MPa. Debe escogerse el menor valor de h_e que cumpla estas limitaciones. En la práctica el programa siempre toma A / u .

1.7.7.1.1 Comprobaciones que hay que realizar

Se deben de cumplir simultáneamente,

- $T_d \leq T_{u1}$ (agotamiento de las bielas comprimidas de hormigón)
- $T_d \leq T_{u2}$ (agotamiento de las armaduras transversales)
- $T_d \leq T_{u3}$ (agotamiento de las armaduras longitudinales)

1.7.7.1.2 Obtención de T_{u1}

La resistencia de las bielas de hormigón viene dada por

$$T_{u1} = 2 \cdot K \cdot \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

donde

f_{1cd}	Resistencia a compresión del hormigón: = $0,60 \cdot f_{cd}$ para $f_{ck} \leq 60$ MPa = $(0,90 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} \geq 0,50 \cdot f_{cd}$ para $f_{ck} > 60$ MPa
K	adopta los mismos valores que en la comprobación a cortante.
α	0,60 si hay estribos únicamente al perímetro exterior de la pieza (0,75 si se colocan en ambas caras)

θ Ángulo de las bielas de compresión de hormigón. $0,4 \leq \cotg\theta \leq 2,5$ ($68^\circ \leq \theta \leq 22^\circ$)

1.7.7.1.3 Obtención de T_{u2}

La resistencia de la armadura transversal viene dada por

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s_t} f_{yt,d} \cdot \cotg\theta \equiv \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s_t} f_{yt,d}$$

1.7.7.1.4 Obtención de T_{u3}

La resistencia de la armadura longitudinal se calcula mediante

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e}{u_e} A_l \cdot f_{yt,d} \cdot \tg\theta \equiv \frac{2 \cdot A_e}{u_e} A_l \cdot f_{yt,d}$$

1.7.7.1.5 Disposiciones relativas a las armaduras

La separación máxima entre estribos será:

- $s_t \leq u_e / 8$
- $s_t \leq 0,75 \cdot a$, $s_t \leq 60$ cm si $T_d \leq T_{ul1} / 5$
- $s_t \leq 0,60 \cdot a$, $s_t \leq 45$ cm si $T_{ul1} / 5 < T_d \leq T_{ul2} / 3$
- $s_t \leq 0,30 \cdot a$, $s_t \leq 30$ cm si $T_d > T_{ul2} / 3$

con

a la menor dimensión de los lados que conforman el perímetro u_e .

El programa no aplica las disposiciones recogidas en este apartado para valores de T_d menores del un valor, expresión sacada de ACI 318:

$$T_d \leq 0,25 \sqrt{f_{cd}} \frac{A_c^2}{u}$$

donde,

A_c Área de la sección total (incluyendo huecos interiores)

u Perímetro exterior

f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón

1.7.7.2 Torsión combinada con flexión y axil

Las armaduras longitudinales para torsión y flexión se calculan por separado, combinándose de acuerdo con las siguientes reglas:

- En la zona de tracción debida a la flexión, se suman ambas armaduras.
- En la zona de compresión debida a la flexión, si la capacidad mecánica de las armaduras de torsión calculadas es superior a la fuerza de compresión proporcionada por el hormigón debida a la flexión, es necesario disponer sólo la diferencia (es decir, $A_s - f_{cd} \cdot b \cdot y / f_{yd}$). En caso contrario podría necesitarse armadura comprimida de cuantía:

$$\rho_l \cdot f_{yd} = \sigma_{md} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot \left[0,5 + \sqrt{0,25 - \left(\frac{\tau}{\alpha \cdot f_{cd}} \right)^2} \right] \geq 0$$

$$\rho_l = \frac{\Delta A'_s}{s \cdot h_e}$$

$$\tau = \frac{T}{2 \cdot A_e \cdot h_e}$$

donde

σ_{md} Tensión de compresión debida a la flexión compuesta en el punto considerado.

$$\sigma_{md} = \frac{N_d}{A_c} + \frac{M_d}{W}$$

1.7.7.3 Torsión combinada con cortante

El programa comprueba que los esfuerzos torsores y cortantes de cálculo concomitantes satisfacen

$$\left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^\beta + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^\beta \leq 1$$

$$\beta = 2 \cdot \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

donde **b** es la anchura del elemento (descontando hueco en secciones en cajón).

Las armaduras transversales se calculan por separado para torsión y cortante (con un mismo θ), y se suman en la sección, teniendo en cuenta que las de torsión deben disponerse en el perímetro exterior.

El coeficiente que se imprime en el listado de peritaje del programa, en la comprobación conjunta de torsión y cortante, es el mayor entre este coeficiente y uno relacionado con la necesidad o no de mayor armadura de compresión indicado en el apartado “Torsión combinada con flexión y axil”.

1.7.8 Estado Límite de Punzonamiento

La comprobación del estado límite de punzonamiento debe realizarse en un perímetro crítico situado a una distancia **2·d** de la cara del soporte. Si es necesaria una armadura de punzonamiento, se debe también hacer una comprobación especial a **2·d** exterior al final de dicho armado. Se debe realizar además una comprobación adicional en el perímetro del pilar. Los huecos (o bordes) del forjado deben distar más de **6·d** de la cara del soporte para no interferir: de lo contrario, se debe eliminar del cálculo la parte de perímetro crítico afectado.

1.7.8.1 Losas sin armadura de punzonamiento

No se necesita armadura de punzonamiento si, en el perímetro crítico **u₁** se cumple que

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

con

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d}; \quad F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

$$\tau_{rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv}} + 0,1 \cdot \sigma'_{cd} \geq \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\xi^3 \cdot f_{cv}} + 0,1 \cdot \sigma'_{cd}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0,02$$

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{\sigma'_{cdx} + \sigma'_{cdy}}{2} < 0,30 \cdot f_{cd} \leq 12MPa$$

$$\sigma'_{cdx} = \frac{N_{d,x}}{A_x} ; \quad \sigma'_{cdy} = \frac{N_{d,y}}{A_y}$$

donde

τ_{sd}	Tensión tangencial nominal de cálculo
τ_{rd}	Tensión máxima resistente del perímetro crítico
f_{cv}	resistencia virtual del hormigón, de valor: = mínimo entre 60 MPa y f_{ck} , en general = mínimo entre 15 MPa y f_{ck} , en caso de control indirecto (reducido) del hormigón.
$F_{sd,ef}$	Esfuerzo de cálculo efectivo de punzonamiento
β	Coeficiente de excentricidad de carga. Puede tomarse = 1,0 → no hay transmisión de momentos al soporte = 1,05 → en losas de cimentación, en general = 1,15 → soportes interiores = 1,40 → soportes de borde = 1,50 → soportes de esquina
F_{sd}	Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Axil vertical transmitido al soporte
u_1	Perímetro crítico, a distancia 2d del soporte
d	Canto útil de la losa
ρ_x, ρ_y	Cuantía geométrica de armadura longitudinal de la losa, en un área que cubra hasta 3d de distancia a cada lado del borde del pilar en la dirección considerada
σ'_{cd}	Tensión axial media en la superficie crítica (compresión positiva). En el programa se considera siempre de valor cero.
ξ	Factor del canto. En esta expresión, d está en mm

En los comentarios de la Comisión Permanente del Hormigón al articulado de EHE-08, se indica que de F_{sd} puede descontarse la acción que se origine por las cargas exteriores o las tensiones del terreno en las proximidades del pilar: a menos de $h/2$ en el caso de losas de forjado y a menos de $2 \cdot d$ en el caso de zapatas. En el programa, es opcional, para el caso de losas de cimentación, descontar de F_{sd} la tensión del terreno (menos el peso propio de la losa) de la zona situada a menos de $h/2$ o de $2 \cdot d$ de la cara del pilar.

1.7.8.2 Losas con armadura de punzonamiento

Se debe hacer dos comprobaciones: en la zona con armadura transversal y en una zona adyacente siguiente sin armadura transversal.

1.7.8.2.1 Zona con armadura de punzonamiento

Se dimensionará comprobando que se cumple:

$$\tau_{sd} \leq 0,75 \cdot \tau_{rd} + 1,5 \frac{A_{sw} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot \sin \alpha}{s \cdot u_1}$$

donde

τ_{sd} tensión tangencial nominal de cálculo según 4.6.3 (losas sin armadura de Punzonamiento)

τ_{rd}	tensión máxima resistente según 46.3, pero con $f_{cv} = f_{ck}$ en el caso general.
A_{sw}	Área de armadura de punzonamiento en el perímetro u_1
s	distancia radial entre dos perímetros de armadura transversal de punzonamiento
α	= 90° para cercos verticales
$f_{y\alpha,d}$	= f_{yd} pero no mayor de 400 MPa.

1.7.8.2.2 Zona exterior a la armadura de punzonamiento

En la Norma EHE-08 es necesario comprobar que en este perímetro no se necesita armadura de punzonamiento.

$$F_{sd,ef} \leq \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv}} + 0,1 \cdot \sigma'_{cd} \right) \cdot u_{n,ef} \cdot d$$

donde

$u_{n,ef}$	es un perímetro definido a 2d del último perímetro de estribos de punzonamiento
ρ_l	es la cuantía geométrica de la armadura longitudinal que atraviesa el perímetro $u_{n,ef}$
f_{cv}	resistencia efectiva a cortante del hormigón, no tomando valores mayores de 60 MPa en general ni de 15 MPa en caso de control indirecto (reducido) del hormigón para esta comprobación
$F_{sd,ef}$	Esfuerzo de cálculo efectivo de punzonamiento, que en este caso se supondrá $F_{sd,ef} = F_{sd}$
ξ	Factor del canto definido anteriormente.
σ'_{cd}	Tensión axial media en la superficie crítica (compresión positiva), según 46.3, pero considerando las dimensiones del perímetro $u_{n,ef}$. En el programa se considera siempre de valor cero.

1.7.8.2.3 Resistencia máxima

En cualquier caso, deberá cumplirse que el esfuerzo máximo de punzonamiento cumple:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq 0,5 \cdot f_{1cd}$$

donde

f_{1cd}	= $0,60 \cdot f_{cd}$ para $f_{ck} \leq 60$ MPa
	= $(0,90 \cdot f_{cd} - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} \geq 0,50 \cdot f_{cd}$ para $f_{cd} > 60$ MPa
u_0	Perímetro de comprobación, situado en el <u>borde</u> de la sección del pilar. No se consideran los lados situados junto al exterior de la losa. En los lados en los que uno de sus vértices están en el borde de la losa, no se considerará más de 1,5·d de su longitud.

1.7.8.2.4 Disposiciones relativas a las armaduras

Se deben cumplir los siguientes criterios:

- El primer cerco debe de estar situado a menos de **0,5·d** de la cara del pilar
- Los cercos distarán menos de **0,75·d** entre sí. Cada rama tendrá al menos tres cercos.

1.7.9 Estado Límite de Fisuración

1.7.9.1 Aparición de fisuras por compresión

La Norma EHE-08 establece que las tensiones de compresión del hormigón deben cumplir (E.L.S.)

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$$

Es poco relevante para las estructuras habituales y con los tiempos de desencofrado habituales.

1.7.9.2 Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

Se debe cumplir que

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$$

Esta comprobación sólo debe realizarse si la tensión de tracción en alguna fibra supera $f_{ctm,fl}$.

Los valores máximo de la abertura de fisura, bajo la acción de acciones cuasipermanentes, es función de la clase de exposición:

Clase de exposición	$w_{m\acute{a}x}$	
	Hormigón armado Combinación cuasipermanente	Hormigón pretensado Combinación frecuente
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 *
IIIa, IIIb, IV, F, Qa	0,2	descompresión
IIIc, Qb, Qc	0,1	

*Bajo la combinación cuasipermanente, la armadura activa debe estar en una fibra no traccionada.

1.7.9.2.1 Método general de cálculo de la abertura de fisura

La abertura de fisura se calcula mediante la expresión

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \phi \cdot A_{c,eficaz} / A_s$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$k_1 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (8 \cdot \varepsilon_1)$$

donde

β coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos;

s_m separación media de fisuras, expresada en mm;

ε_{sm} alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras;

c	recubrimiento de las armaduras traccionadas;
s	distancia entre barras longitudinales, pero con $s \leq 15 \cdot \phi$. En caso de barras de ancho b armadas con n redondos, $s = b/n$;
k_1	coeficiente dependiente del diagrama de tracciones de la tensión;
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$	deformaciones máxima y mínima calculadas en sección fisurada, en los límites de la zona traccionada (figura 49.2.4.a), es decir, con $\varepsilon_2 \geq 0$;
ϕ	diámetro de la barra traccionada más gruesa;
$A_{c, \text{eficaz}}$	área de hormigón de la zona de recubrimiento, definida en la figura 49.2.4.b, en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de las fisuras: área alrededor de los redondos traccionados hasta no más de $7,5 \cdot \phi$ de ellos ni tomando más de $1/2$ del canto de la sección (vigas de canto) o $1/4$ (vigas planas, losas, muros, ...);
A_s	sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c, \text{eficaz}}$;
σ_s	tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada;
E_s	módulo de deformación longitudinal del acero;
k_2	coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes;
σ_{sr}	tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor $f_{ctm, fl}$.

1.7.10 Estado Límite de Deformación

El método de la Norma EHE-08 es aplicable a vigas y losas de hormigón armado. La flecha se considera compuesta por la suma de una flecha instantánea y una flecha diferida, debida a las cargas permanentes.

1.7.10.1 Cálculo de la flecha instantánea

Se podrá seguir el siguiente proceso recogido por el programa:

Se define como momento de inercia equivalente de una sección el siguiente

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f \geq I_b$$

donde

M_a	Momento flector máximo aplicado en la sección hasta el instante en que se evalúa la flecha
M_f	Momento nominal de fisuración: $M_f = f_{ct, m, fl} \cdot W_b$
W_b	Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema de tracción
I_b	Momento de inercia de la sección bruta
I_f	Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple (sin la zona traccionada del hormigón y homogeneizando las armaduras).

La flecha máxima de un elemento se obtiene en régimen elástico, con una inercia constante para toda la barra igual al momento de inercia equivalente de:

- la sección central en vanos biapoyados
 - la sección de arranque en voladizos
- $$I_e = 0,50 \cdot I_{ec} + 0,25 \cdot I_{ee1} + 0,25 \cdot I_{ee2} \text{ en vanos interiores (biempotrados)}$$
- $$I_e = 0,75 \cdot I_{ec} + 0,25 \cdot I_{ee} \text{ en vanos extremos (apoyado – empotrados)}$$

1.7.10.2 Cálculo de la flecha diferida

En la Norma EHE-08, las flechas adicionales diferidas, producidas por cargas de larga duración, pueden tomarse de multiplicar la carga instantánea por el factor λ , donde

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}; \rho' = \frac{A'}{b_0 \cdot d}$$

donde

A' es el área de la armadura comprimida

ξ es un coeficiente en función de la duración de la carga, con los valores:

5 o más años	2,0
1 año	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0
1 mes	0,7
2 semanas	0,5

Para edad de carga j , y para la edad de cálculo de la flecha t , el valor de ξ a tener en cuenta es $\xi_t - \xi_j$.

1.7.11 Elementos de cimentación

En la Norma EHE-08 se recoge que las cimentaciones pueden ser rígidas y flexibles.

- Cimentaciones rígidas

Son las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es menor de **2h**, siendo h el canto de la zapata. El programa utiliza el método de cálculo de las zapatas flexibles, que queda del lado de la seguridad.

- Cimentaciones flexibles

Son las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es mayor de **2h**, siendo h el canto de la zapata.

1.7.11.1 Zapatas y encepados flexibles

Cálculo a flexión: sección de referencia S_i

- En dicha sección se calculará la armadura inferior por flexión simple, según 4.2°.
- El programa adopta el criterio de losas del Art. 55.2 de EHE-08 que indica que la cuantía en una dirección no será menor de un 25% de la cuantía en la dirección ortogonal.

Cálculo a tensiones tangenciales

- Se realizan las comprobaciones a cortante, como elemento lineal, y a punzonamiento.

- Cálculo a cortante: Se comprueba a cortante la sección de referencia **S₂**, de acuerdo al Artículo 44° de la EHE-08. Dicha sección está a una distancia de **d**, canto útil, desde la cara del soporte, y se tiene en cuenta la sección total del elemento de cimentación.
- Cálculo a punzonamiento: El programa aplica el artículo 46° de la EHE.

1.7.11.2 Zapatas de hormigón en masa

Se toma como resistencia de cálculo del hormigón a tracción y a esfuerzo cortante el valor $f_{ct,d}$ dado en los Artículos 39.1 y 39.4 de la EHE-08 (unidades en MPa):

$$f_{ct,d} = \alpha_{ct} \cdot f_{ct,k} / \gamma_c$$

$$\alpha_{ct} = 1$$

$$f_{ct,k} = 0,70 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ct,m} = 0,58 \cdot f_{ck}^{1/2}$$

1.7.11.3 Dimensiones mínimas de zapatas, encepados y losas de cimentación

Se respetan las disposiciones para cantos y dimensiones mínimas de la EHE-08.

1.7.11.4 Disposición de armaduras

La armadura longitudinal debe cumplir el Art.42°. La cuantía geométrica mínima se refiere a la suma de la armadura de la cara inferior, de la cara superior y de las paredes laterales en la dirección considerada, salvo en el caso de zapatas con sólo armadura inferior, en cuyo caso, ésta será al menos de cuantía igual al 50% de la indicada en este artículo, por dirección.

La distancia entre redondos no será superior a 30 cm. En los comentarios, se recomienda que el diámetro no sea menor de 12 mm.

1.7.11.4.1 Armadura mínima vertical

El programa no considera este apartado. En el caso de no cumplir con la comprobación de cortante, el programa opta por subir el canto de la zapata.

1.7.12 Armado de muros resistentes de hormigón

Se define, para el pandeo vertical, **l** como la altura del muro y **s** como su anchura; y para el pandeo horizontal **l** como la anchura del muro y **s** como su altura.

Se define una excentricidad accidental, a añadir a todas las combinaciones de flexocompresión de valor **e = máx (t/20 , 2 cm)** siendo **t** el espesor del muro.

La longitud de pandeo, **l_o**, viene dada por la expresión **l_o = β·l**.

Si la estructura es intraslacional, el factor **β** tiene un valor comprendido entre 0,5 y 1,0, en función de la relación **l/s**. Si la estructura es traslacional, el factor **β** tiene un valor comprendido entre 1,0 y 2,0, en función de la mencionada relación **l/s**. La tabla siguiente resume los valores de **β**, teniendo en cuenta que los valores intermedios se interpolan linealmente.

l/s	Traslacional	Intraslacional
≤ 1	1,0	0,5
2	1,6	0,8
≥ 4	2,0	1,0

La esbeltez de un muro (horizontal o vertical) viene dada por la expresión $\lambda = l_0/t$. La norma española no da ningún tipo de limitación al valor de la esbeltez.

La esbeltez ficticia (de segundo orden) de un muro viene dada por la expresión

$$e_a = 15/E_c \cdot (t + e_1) \cdot \lambda^2$$

donde E_c es el módulo instantáneo de deformación del hormigón, en MPa, y e_1 es la excentricidad determinante, cuyo valor es:

- En pandeo horizontal, es la excentricidad de primer orden en el punto de estudio.
- En pandeo vertical y estructura traslacional, es la máxima excentricidad de primer orden entre la parte inferior y la superior del trozo de muro considerado.
- En pandeo vertical y estructura intraslacional, es la máxima excentricidad de primer orden en el tercio central de la vertical del muro que pasa por el punto de estudio.

La excentricidad total a considerar, viene dada por la suma de la excentricidad de primer orden, más la excentricidad accidental, más la excentricidad ficticia.

1.7.12.1 Limitaciones constructivas

La norma EHE-08 apenas indica nada en su artículo 57° (Muros), por lo que se utilizan las prescripciones generales que sean aplicables, así como criterios habituales en este tipo de elementos.

La separación máxima entre redondos es de 30 cm, aunque no puede ser mayor de 5 veces el espesor del muro.

Si la cuantía geométrica de la armadura horizontal o vertical supera el 2%, se coloca armadura transversal aunque no sea necesaria por cálculo.

La cuantía geométrica de la armadura horizontal o vertical respeta la indicada en el apartado de 'Cuantías geométricas mínimas' ya indicadas, para muros.

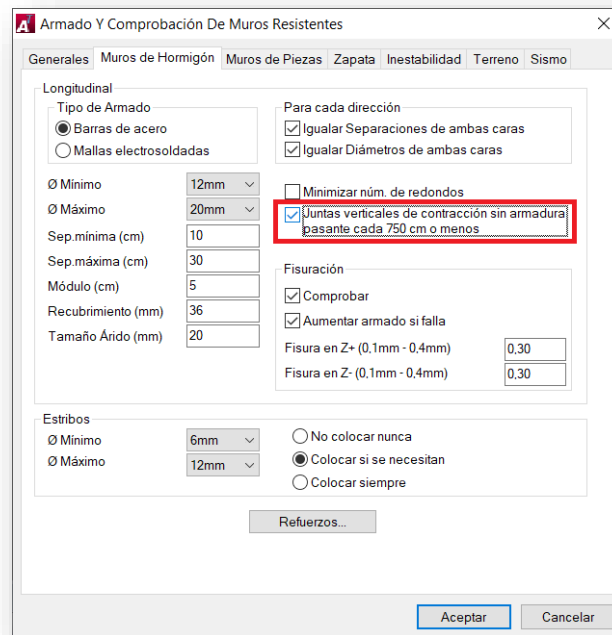
La separación máxima de la armadura transversal es de 50 cm. Si el diámetro máximo longitudinal es mayor de 12mm, la separación máxima de la armadura transversal no podrá superar 15 veces el diámetro mínimo de la armadura longitudinal.

1.7.13 Cuantía mínima en muros según EHE-08

Este apartado cubre los muros resistentes de hormigón armado y los muros de sótano – contención.

De acuerdo con las notas de la tabla 42.3.5 de la EHE-08, la cuantía geométrica mínima horizontal de muros puede reducirse al 2‰ de la sección de hormigón (en lugar del 4‰ para acero B400 y el 3,2‰ para acero B500) si existen juntas verticales de contracción sin armadura pasante cada no más de 7,5 m.

En esta versión, se ha añadido la posibilidad de indicar este caso en las opciones de muros de sótano – contención y muros resistentes de hormigón armado (sólo en caso de estar seleccionada en el programa la norma española EHE-08) para así utilizar esta cuantía geométrica mínima más reducida.



1.7.14 Capacidad resistente de los nudos

El Artículo 40.4 de la Norma EHE-08 establece los criterios para comprobar la capacidad resistente de los nudos de hormigón. Para ello se utiliza la teoría de **bielas y tirantes**, tal como se establece en su Artículo 24.2.

Un **nudo** para la Norma EHE-08 es la zona en la que se cruzan las bielas comprimidas de hormigón y los tirantes traccionados de acero. Por ejemplo, el mecanismo de resistencia a cortante de una viga está formado por una celosía formada por nudos enlazados por un cordón comprimido, un cordón traccionado, montantes traccionados y diagonales comprimidas.

Según el Art.24 de la EHE-08, son regiones D regiones de discontinuidad) "...las estructuras o partes de una estructura en las que no sea válida la teoría general de flexión, es decir, donde no sean aplicables las hipótesis de Bernoulli-Navier o Kirchhoff. Por el contrario, las estructuras o partes de las mismas en que se cumplen dichas hipótesis se denominan regiones B".

A parte de los nudos existentes en las regiones **B**, cuya capacidad resistente queda asegurada por la comprobación de los estados límite últimos frente a sollicitaciones normales (Artículo 42°), cortante (Artículo 44°), torsión (Artículo 45°) y punzonamiento (Artículo 46°), es necesario comprobar la capacidad resistente de los nudos en el interior de las regiones **D**.

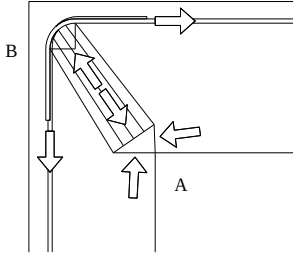
Algunas regiones **D** poseen un tratamiento específico en EHE-08, como el caso de ménsulas cortas y vigas de gran canto. El resto, deben estudiarse según un método general que compruebe el correcto anclaje de los tirantes y la resistencia a compresión de las bielas. La propia norma EHE-08 indica en los comentarios del Artículo 40.4.1. que **"...la comprobación de la capacidad resistente del hormigón comprimido en nudos no suele ser condicionante debido a que las dimensiones exigidas para el anclaje de los tirantes o las dimensiones de apoyos o de introducción de cargas, determinan las dimensiones del nudo"**.

Debido a la enorme casuística de regiones **D** existente, como nudos de pilares intermedios en los que las vigas son de distintos cantos y/o anchos, nudos con vigas y pilares en tres direcciones, nudos con barras de acero laminado, el programa estudia exclusivamente el caso que más habitualmente podría presentar un fallo de resistencia: la unión de pilar de última planta con una viga o diagonal, ambos de hormigón armado.

1.7.14.1 Unión de pilar de última planta con viga o diagonal

En el esquema de la figura, se observa que en la esquina inferior del nudo, **A**, existe un nudo **multicomprimido biaxial**, ya que existen tres fuerzas de compresión en un mismo plano, y en el que la resistencia a compresión del hormigón es $f_{2cd} = f_{cd}$. Este nudo no es necesario comprobarlo, puesto que la tensión transmitida por el bloque de compresiones de la viga y del pilar no supera el valor de f_{cd} . En la esquina superior del nudo, **B**,

aparece un nudo en el que la biela de hormigón presenta un estado **biaxial**, por lo que la resistencia del hormigón no puede superar $f_{2cd} = f_{cd}$. Para calcular la fuerza que debe aportar a este nudo la biela, basta componer vectorialmente las tracciones transmitidas por los tirantes (la armadura de negativos de la viga y la armadura traccionada el pilar). La tensión en la biela será la fuerza anteriormente calculada dividida por la sección de dicha biela.



El ancho de la sección de la biela viene dado por el menor de los anchos de la viga y el pilar. Su canto viene dado por el ángulo formado por la biela y la viga, θ_v , el ángulo que formado por la biela y el pilar, θ_p , y el radio de curvatura interno de la armadura, r , según la expresión

$$h = r \cdot (\cos \theta_p + \cos \theta_v)$$

El programa toma como radio de curvatura interno de un redondo, la mitad del diámetro mínimo de los mandriles dado por la tabla 69.3.4 de la norma EHE-08:

Barras	Ganchos, patillas y ganchos en U	
	Diámetro de la barra en mm	
Corrugadas	$\varnothing < 20$	$\varnothing \geq 20$
B 400 S, B 400 SD	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$
B 500 S, B 500 SD	4 $\varnothing$	7 $\varnothing$

Dado que el diámetro y tensión de trabajo de las armaduras de la viga puede diferir de las del pilar, el programa comprueba la tensión de la biela con ambos armados. Nótese que dado que el radio de doblado de las armaduras es función del diámetro a doblar, y para valores de 20mm o mayores es 7 $\varnothing$ frente a 4 $\varnothing$, es posible que el nudo no sea valido con diámetros de 16mm, pero sí lo sea con 20mm, al aumentar considerablemente el radio de doblado.

Si una biela no cumple, pueden adoptarse varias soluciones igualmente válidas:

- **Aumentar la sección** de la viga o pilar que falle, con lo que el brazo de palanca de la armadura aumenta y por tanto su tensión disminuye. A veces esta solución produce un efecto colateral no deseado porque el aumento de la sección trae consigo un aumento de rigidez y un aumento del momento absorbido por el nudo.
- **Aumentar el diámetro** de la armadura, con lo que aumenta el diámetro de doblado de la misma y por tanto el aumento de la sección resistente de la biela. Esta solución puede aumentar las longitudes de anclaje necesarias y por tanto dificultar la ejecución del nudo.
- El más recomendable es **reducir el momento negativo** existente en el nudo mediante una **unión elástica** entre el pilar y la viga. Este método aumenta el momento positivo resistido por la viga, pero mejora el trabajo del pilar.

1.7.14.1.1 Proceso de cálculo de la capacidad de los nudos

El programa realiza la comprobación de la capacidad resistente de nudos una vez calculado el armado de todas las barras, mediante la función **Cálculo>Armado>Calcular**, y se utiliza el mensaje **"COMPROBANDO LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS NUDOS"**. Para proceder al cálculo de un determinado nudo, las barras que concurren en él deben ser todas de hormigón y no presentar errores de armado.

Si la comprobación no es satisfactoria, es decir se supera la capacidad resistente de la biela de hormigón, el programa asigna el mensaje de error **"Biela de nudo"** a la viga, diagonal o pilar que produce dicho error.

1.7.14.2 Ménsulas Cortas

El programa comprueba y arma las ménsulas cortas de hormigón armado de acuerdo con el artículo 64 de EHE-08.

1.7.14.2.1 Dimensiones

Debe cumplirse que $a \leq d$ y que $d_1 \geq 0,5 \cdot d$, siendo

a distancia entre aplicación de la carga y el borde de apoyo;

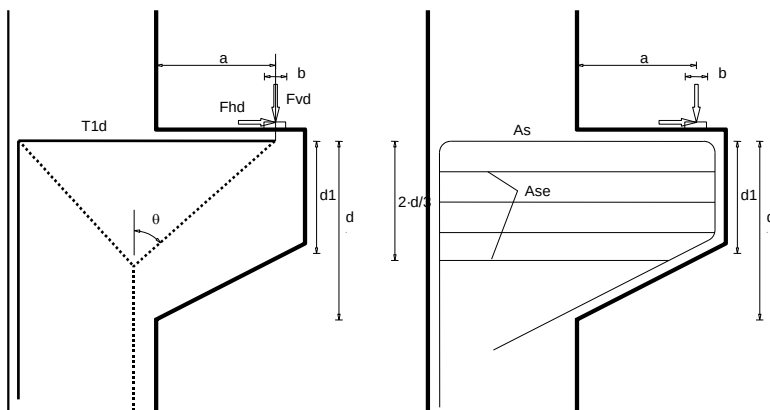
d canto útil, respecto a momentos negativos, en el borde del apoyo;

d₁ canto útil, respecto a momentos negativos, en el borde exterior de la zona de apoyo.

Se invalidan aquellas ménsulas que no cumplan estas limitaciones. También se invalidan las ménsulas con cargas verticales hacia arriba significativas.

No se considera el caso de cargas colgadas (cargas que se producen en la cara inferior de la ménsula).

EHE-08 establece la comprobación de las ménsulas cortas mediante el método de bielas y tirantes.



El valor mínimo de θ (inclinación de la biela comprimida de hormigón) o el valor máximo de $\cotg \theta$ viene dado por:

$\cotg \theta = 1,4$ cuando la ménsula se hormigona monolíticamente con el pilar

$\cotg \theta = 1,0$ cuando la ménsula se hormigona sobre el hormigón endurecido del pilar

$\cotg \theta = 0,6$ cuando la ménsula se hormigona sobre el hormigón endurecido y de baja rugosidad del pilar

pero respetando que $\cotg \theta \leq 0,85 \cdot d/a$ (para que la biela se mantenga dentro de la ménsula).

1.7.14.2.2 Dimensionado de las armaduras

La armadura principal, A_s , se dimensiona con (tomando f_{yd} no mayor de 400 MPa)

$$T_{1d} = F_{vd} \cdot \tg \theta + F_{hd} = A_s \cdot f_{yd}$$

Su anclaje en el pilar se realizará mediante codo de 90° más una longitud de anclaje en prolongación recta. Su anclaje en la ménsula, medido desde la cara exterior de la zona cargada, mediante uno de los siguientes procedimientos:

- Barra transversal soldada de igual diámetro.
- Patilla más su correspondiente longitud de anclaje.

La armadura secundaria, A_{se} , formada por cercos horizontales distribuidos uniformemente en una altura $d \cdot 2/3$ desde la armadura principal, tendrá un área total que cumpla (tomando f_{yd} no mayor de 400 MPa)

$$T_{2d} = 0,20 \cdot F_{vd} = A_{se} \cdot f_{yd}$$

La comprobación de nudos se realiza con (sólo es necesario comprobar el nudo situado junto a la aplicación de la carga)

$$\sigma_c = \frac{F_{vd}}{b \cdot c} \leq f_{1cd} = 0,70 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{c1} = \frac{F_{vd}}{b \cdot c \cdot \cos^2 \theta} \leq f_{1cd} = 0,70 \cdot f_{cd}$$

siendo b y c las dimensiones en planta del apoyo y θ la inclinación de la biela respecto a la vertical.

1.7.15 Forjados unidireccionales con viguetas o losas alveolares prefabricadas

La EHE-08, en su artículo '59.2 Forjados unidireccionales con viguetas o losas alveolares' y en el Anejo '12° Aspectos constructivos y de cálculo específicos de forjados unidireccionales con viguetas y losas alveolares prefabricadas' recoge las prescripciones (provenientes en su mayoría de la antigua EFHE-02) especiales para este tipo de elementos.

Los forjados de viguetas 'in situ' no entran en el campo de aplicación de este artículo y anejo, debiendo simplemente responder a las prescripciones del articulado general de la EHE-08. Fuera del campo de esta Instrucción quedan los forjados de chapa plegada de acero, que en el programa, se calculan de acuerdo con Eurocódigo 4.

En primer lugar, la EHE-08 remite a las comprobaciones generales del resto del articulado: combinaciones de esfuerzos según el artículo 13°, resistencia a sollicitaciones normales según el artículo 42°, resistencia a cortante según el artículo 44°, etcétera.

1.7.15.1 Condiciones geométricas

La sección transversal del forjado cumplirá una serie de requisitos geométricos que el programa comprueba cuando se analiza una ficha de forjado.

El espesor mínimo, h_o , de la losa superior hormigonada en obra, (salvo en alveoplacas que no la necesiten) será de:

- 40 mm sobre las viguetas;
- 40 mm sobre bovedillas cerámicas o e hormigón, y sobre alveoplacas;
- 50 mm sobre bovedillas de otro material;
- 50 mm sobre bovedillas si la aceleración sísmica de cálculo es $a_c > 0,16 \cdot g$.

El espesor de la losa superior será tal que a una distancia 'c' de su eje de simetría será no menor que:

- $c/8$ si la bovedilla es colaborante;
- $c/6$ si la bovedilla no es colaborante.

Si la vigueta no tiene armadura de conexión con el hormigón vertido en obra, debe haber un paso para el hormigón vertido a ambos lados de la cara superior de la vigueta de al menos 30 mm;

En las alveoplacas, el espesor de las almas y de las losas superior e inferior será, como mínimo:

- $(2 \cdot h)^{1/2}$, siendo h la altura de la alveoplaca, en mm;
- 20 mm;
- 10 mm más el diámetro máximo el árido.

1.7.15.2 Disposición de las armaduras

En la losa superior hormigonada en obra de espesor mínimo h_o , se colocará una armadura de reparto de al menos $\phi 4$ cada 35 cm en ambas direcciones y de cuantía geométrica según la tabla 42.3.5 (ver el apartado ‘Cuantías geométricas mínimas’). El programa no calcula esta armadura.

El armado superior a colocar en obra, en los apoyos de los forjados de viguetas se colocará al menos una barra sobre cada vigueta. En los apoyos exteriores de vano extremo se dispondrá una armadura superior capaz de resistir un momento flector, al menos $\frac{1}{4}$ del momento máximo del vano. Tal armadura se extenderá desde la cara exterior del apoyo en una longitud no menor $L/10$ más el ancho del apoyo. En el extremo exterior la armadura se prolongará en patilla con la longitud de anclaje necesaria.

En los forjados alveolares sin losa superior hormigonada en obra se dispondrá, cuando sea necesaria, la armadura superior en los alvéolos abiertos por arriba en una longitud igual o mayor que la de las barras y posteriormente rellenos.

1.7.15.3 Cálculo simplificado de flechas instantáneas en piezas pretensadas o construidas por fases

En el Anejo 8º de EHE-08 se indica que para el cálculo de flechas instantáneas en forjados unidireccionales con elementos prefabricados, se generaliza la fórmula de Brandon, de forma que queda:

$$I_e = \left(\frac{M_f - M_o}{M_a - M_o} \right)^3 \cdot I_b + \left(1 - \left(\frac{M_f - M_o}{M_a - M_o} \right)^3 \right) \cdot I_f \neq I_b$$

$$M_f = W \cdot (f_{ct,f} + \sigma_{cp}) + M_v \cdot \left(1 - \frac{W}{W_v} \right)$$

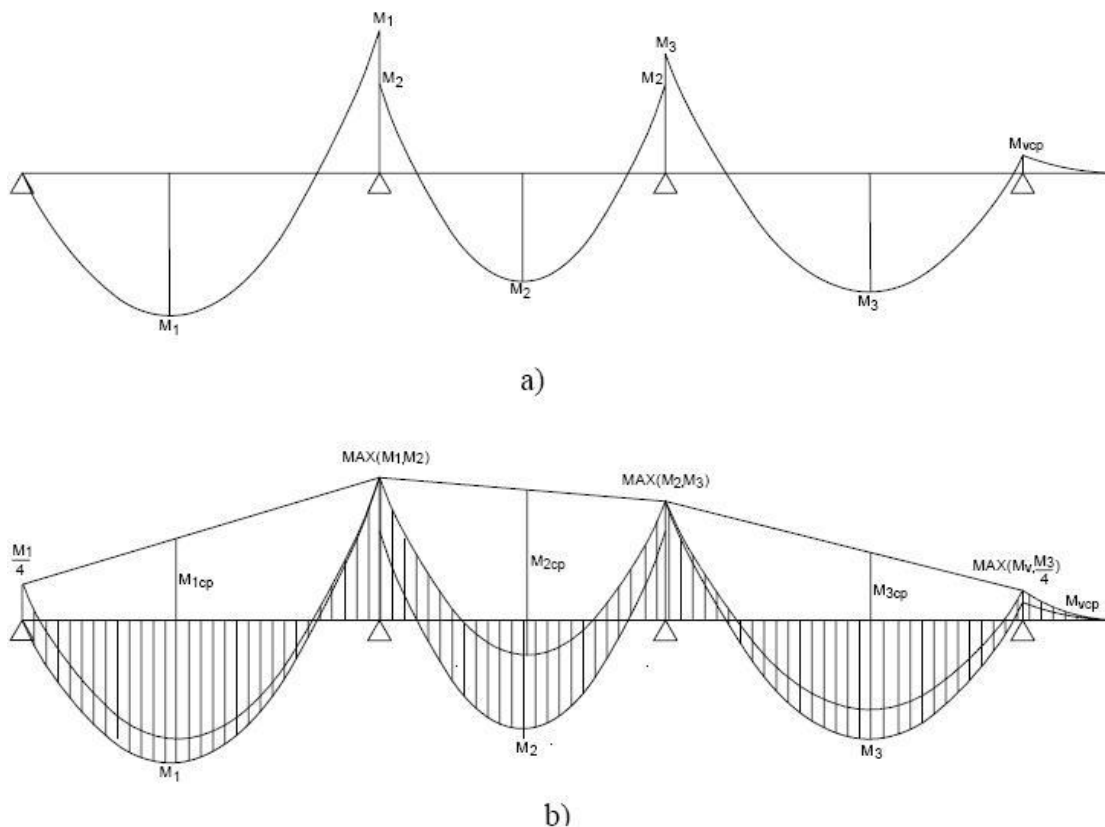
Donde

$f_{ct,f}$	= $f_{ct,m,fl}$ resistencia media a flexotracción del hormigón;
M_f	momento de fisuración de la sección;
W	módulo resistente respecto a la fibra más traccionada, que será: = W_v : el de la pieza prefabricada, cuando aún no está endurecido el hormigón vertido en obra y el elemento no está apeado; = W_f : el del forjado, cuando el elemento está apeado o el hormigón vertido en obra está endurecido.
σ_{cp}	tensión previa en la fibra inferior producida por el pretensado;
I_f	inercia fisurada de la sección homogeneizada, es la menor que históricamente haya podido alcanzar la sección en estudio durante el proceso de construcción, incluso por aplicación de cargas que luego se retiran;
M_v	momento de las cargas cuando el hormigón vertido no está endurecido, de valor: Si no hay apeos, el momento producido por el peso propio del forjado (incluido el hormigón vertido). Si hay apeos: para viguetas armadas, 0; para viguetas pretensadas y alveoplasas, el debido a su peso propio; en secciones con momentos negativos, 0.
M_a	máximo momento que históricamente ha sufrido la sección, hasta el estado considerado;
M_o	momento flector asociado a la situación de curvatura nula: $M_o = P \cdot e \cdot \beta - M_v \cdot (\beta - 1)$;
P	valor absoluto de la fuerza de pretensado, igual al 90% de la fuerza inicial de pretensado;

- e excentricidad del tendón equivalente de pretensado, en valor absoluto, respecto al baricentro de la viga o alveoplaque;
- β relación entre la inercia bruta de la sección en la fase de estudio y la inercia bruta de la viga o alveoplaque, no menor de 1. En construcción no apeada, si el hormigón no está endurecido, $\beta = 1$.

1.7.15.4 Método simplificado para la redistribución de esfuerzos en forjados

Se establece como válido el método plástico clásico de normativas anteriores, que sucintamente consiste en inicialmente en cada tramo se igualan los máximos momentos positivos y negativos y luego se modifica la línea de cierre de forma que en cada apoyo se toma como momento negativo el máximo de los existentes a ambos lados, tal como muestra la figura.



El redondeo parabólico del vértice del diagrama de los momentos flectores negativos, en el caso de vigas planas, o cabezas de vigas mixtas de ancho importante, sólo puede hacerse si se considera simultáneamente el efecto de concentración de esfuerzos en las proximidades del soporte; este hecho es especialmente importante cuando la anchura del soporte es mucho menor que la de la viga. Este redondeo no es llevado a cabo por el programa.

1.7.15.5 Enfrentamiento de nervios

En apoyos en continuidad, las viguetas estarán enfrentadas; admitiéndose una desviación c menor que la distancia s entre las testas de ambos lados del apoyo.

Si un forjado acomete a otro de dirección perpendicular:

- La armadura de negativos se anclará en el otro forjado la longitud de anclaje (en prolongación recta).
- Si se trata de un voladizo, esta longitud de anclaje será no menor que la longitud del voladizo ni menor de 2 veces el intereje del otro forjado.

1.7.15.6 Fichas de Forjados

La disposición adicional primera del Real Decreto 1247/2008 por el que se aprueba la EHE-08, indica que “en el caso de elementos resistentes para pisos y cubiertas que incluyan elementos prefabricados de hormigón que deban ostentar obligatoriamente el marcado CE, no será exigible la autorización de uso a que hace referencia el Real Decreto 1630/1980, de 18 de julio, sobre fabricación y empleo de elementos resistentes para pisos y cubiertas”. En el momento de redacción de este documento, está en vigor el marcado CE para losas alveolares, pero no para viguetas armadas o pretensadas.

Si el forjado está en posesión de un DOR (Distintivo de calidad Oficialmente Reconocido) al amparo del Anejo 19º (Niveles de garantía y requisitos para el reconocimiento oficial de los distintivos de calidad) sí deben disponer de un Ficha de Características Técnicas similar a la asociada a las Autorizaciones de Uso.

Por tanto, a día de hoy, dejan de ser obligatorias las fichas de características técnicas de sistemas para forjados unidireccionales con alveoplacas prefabricadas que no dispongan de un DOR. Es de suponer, no obstante, que los fabricantes sigan editando y facilitando las fichas de características técnicas de sus forjados, basadas en la EHE-08 en estos casos.

En el programa, si se define una ficha de forjado de viguetas armadas o pretensadas o un forjado de alveoplacas, es posible indicar si la ficha es conforme a la EHE-08. Los datos a introducir son los mismos que con la EFHE, salvo que:

- Ahora es posible indicar un tipo de control tanto para el hormigón vertido en obra como para el de la pieza prefabricada, con lo que cada parte contará con su propio coeficiente de minoración.
- Los valores deben calcularse de acuerdo con la EHE-08, lo cual implica numerosos cambios respecto a EHE – EFHE.
- En los forjados de viguetas armadas o pretensadas ya no es posible definir el cortante último de la ficha.

1.7.15.7 Notas sobre el cálculo de flechas en forjados de alveoplacas

Aunque este apartado se centra en el cálculo de flechas de forjados unidireccionales formados por alveoplacas pretensadas según la norma española EHE-08, muchas de estas notas se pueden extrapolar a otras tipologías de forjados y otras normativas.

El método utilizado por el programa, es el descrito en el artículo '50.2.2 Método simplificado' de la vigente EHE-08.

1.7.15.7.1 Opciones del programa

En la pestaña 'Flecha' de las opciones de cálculo de forjados unidireccionales, se fijan las opciones a utilizar por el programa. Vea el manual del programa para una descripción de todas ellas.

Opciones De Cálculo De Forjados

Vanos | EHE-08 | Chapa: fase de ejecución

Amaduras | Forjados de chapa | Materiales | **Flecha**

Flecha admisible

Flecha activa (vanos) ▼

☒ Relativa:
L / 500

☐ Absoluta:
mm

☒ Combinada:
L / 1000 + 5 mm

Tipo de flecha a limitar

☒ Limitar la flecha total

☒ Limitar la flecha activa

Rigidez a utilizar

☐ Rigidez Total

☒ Rigidez Fisurada

☒ Utilizar el momento de fisuración cuando exista

Opciones

%G de Peso Estructura	70
%G de Tabiquería	20
%Q de Tabiquería	0
%Q de Larga Duración	50
Nº Meses Estructura-Tabiquería	3
Nº Meses Flecha Diferida	60
Nº Días Desencofrado	28

Aceptar Cancelar

1.7.15.7.2 Ejemplo de forjado alveolar

Como apoyo a este documento, se muestran los datos de un ejemplo de ficha de forjado alveolar.

Ficha De Forjados Alveolares

Ficha: 20/120+1

Descripción: (15+5)x120 V.1

Modelos

☒ Hay Modelos de Flexión Negativa

1 2 3 4

Nuevo... Ver...

Flex. positiva Flex. negativa

Alveoplaca 15V1

Canto total (cm) 20,0 Guardar

Volumen Hor. (l/m2) 0,0 Eliminar

Peso Propio (kN/m2) 3,400 Anterior

Entrega máx. (cm) 10 Siguiente

Entrega mín. (cm) 4 Cancelar

Rigidez total 16597,4

Imagen

Modelos De Forjados

Modelo Flexión Positiva

Descripción Tipo 5

Placa

Tipo 15V1 Modelo 6

Momento en servicio (m.kN/m) (EHE-08 5.1.1.2, 8.2.2)

Ambiente: I	73,9200	(Wmáx = 0,2 mm)
Ambiente: IIa, IIb, H	67,0600	(Wmáx = 0,2 mm)
Ambiente: IIIa, IIIb, IV, F, Qa	53,6100	(Descompresión)
Ambiente: IIIc, Qb, Qc	53,6100	(Descompresión)

Cortante último para $M_d > M_o$ 105,400 kN/m

Cortante último para $M_d < M_o$ 105,400 kN/m

Momento último 85,4900 m.kN/m

Momento fisuración 67,0600 m.kN/m

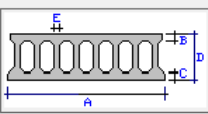
Rigidez total (E·I_b) 21180,2 m²xkN/m Guardar

Rigidez fisurada (E·I_{fi}) 4529,9 m²xkN/m Eliminar

$\beta = (I_b)_{\text{forjado}} / (I_b)_{\text{vigüeta}}$ 1,00 Anterior Siguiente Cancelar

Placas Alveolares

Tipo: P25
 Descripción: P25x100



A (cm): 100,0
 A mín (cm): 100,0
 B (cm): 3,5
 C (cm): 3,5
 D (cm): 25,0
 Σ E (cm): 29,6
 Junta (l/m²): 0,0
 Num. nervios: 8

Modelos

Nombre	P-e (kN·m)	L máx (cm)	Utiliza
P-17	45,58	1200	☒
P-16	41,31	1200	☒
P-15	39,96	1200	☒
P-14	29,58	1200	☒
P-13	22,01	1200	☒
P-12	15,73	1200	☒
P-11	74,41	1200	☒

Guardar
 Eliminar
 Anterior
 Siguiente
 Cancelar

1.7.15.7.3 Historia de carga

De acuerdo con la EHE-08, la flecha a considerar tendrá una componente instantánea más una componente diferida debida a las cargas de larga duración. Es importante, por tanto, cuándo se aplica cada carga y cuál es el período en el que se desea calcular la flecha.

Por ejemplo, para la flecha diferida a tiempo infinito, EHE-08 propone utilizar las combinaciones cuasi permanentes (artículo 13.2) para determinar la fracción de sobrecargas de larga duración. Sin embargo, en Tricalc se utilizan las siguientes opciones para determinar la historia de carga a considerar:

- Con los datos definidos en el ejemplo de la figura 1, se tienen los siguientes puntos de la historia de carga:
 - En el instante inicial, se introduce la parte de carga permanente que es estructura, es decir, el peso propio del forjado incluyendo el hormigón vertido en obra (en este caso, el 70% de la carga permanente).
 - En el momento del desencofrado o desapuntalado (en este caso, 28 días), empieza la deformación del forjado (tanto por flecha instantánea como por flecha diferida). En forjados de este tipo, en los que las alveoplasas resisten por sí solas su peso propio más el del hormigón vertido en obra, puede reducirse este valor a 1 día.
 - En el momento de construcción de la tabiquería (en este caso, a los 3 meses) se añade la tabiquería (que en este caso se considera como el 20% de la carga permanente), el resto de la carga permanente (solados, falsos techos, ...) y las sobrecargas (uso, nieve, ...)
 - El tiempo infinito se considera 5 años.

La flecha a calcular, por tanto, será una suma de incrementos de carga.

1.7.15.7.4 Historia de carga para el cálculo de la flecha total

Para el cálculo de la flecha total a plazo infinito (criterio de ‘apariencia’ según el artículo 4.3.3.1 del CTE DB SE) se suman los siguientes incrementos de carga:

- Flecha instantánea entre los instantes 2 y 3 de la carga permanente de estructura.
- Flecha instantánea entre los instantes 3 y 4 de toda la carga permanente y todas las sobrecargas.
- Flecha diferida entre los instantes 2 y 3 de la carga permanente de estructura.
- Flecha diferida entre los instantes 3 y 4 de toda la carga permanente más la fracción de las sobrecargas consideradas de larga duración (en este caso, el 50% de las sobrecargas).

1.7.15.7.5 Historia de carga para el cálculo de la flecha activa

Para el cálculo de la flecha activa (criterio de ‘integridad’ según el artículo 4.3.3.1 del CTE DB SE) se suman los siguientes incrementos de carga:

- Flecha instantánea entre los instantes 3 y 4 de toda la carga permanente y todas las sobrecargas.

- Flecha diferida entre los instantes 3 y 4 de toda la carga permanente más la fracción de las sobrecargas consideradas de larga duración (en este caso, el 50% de las sobrecargas).

1.7.15.7.6 Rigidez a considerar

La rigidez $E \cdot I$ a considerar en un forjado varía en general a lo largo del vano y varía a lo largo de la historia de carga, puesto que es función de la relación que hay entre el momento flector existente y el momento de fisuración.

1.7.15.7.6.1 Variación a lo largo del vano

Para tener en cuenta la variación de la rigidez a lo largo del vano, de acuerdo con el artículo 50.2.2.2 de la EHE-08, se considera el vano de inercia constante con valor, para el caso de vano interior, igual a:

$$I_e = 0,50 \cdot I_{ec} + 0,25 \cdot I_{ei} + 0,25 \cdot I_{ed}$$

Siendo:

I_{ec} Inercia equivalente a flexión positiva en el centro de vano, en el instante de tiempo considerado

I_{ei} Inercia equivalente a flexión negativa en el extremo izquierdo del vano, en el instante de tiempo considerado

I_{ed} Inercia equivalente a flexión negativa en el extremo derecho del vano, en el instante de tiempo considerado

1.7.15.7.6.2 Variación a lo largo del tiempo

Para una determinada sección, la inercia equivalente viene dada por la expresión (artículo 50.2.2.2 de la EHE-08):

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f \nless I_b$$

Siendo:

M_a Momento flector máximo aplicado en la sección hasta el instante en que se evalúa la flecha

M_f Momento nominal de fisuración: $M_f = f_{ctm,fl} \cdot W_b$

$f_{ctm,fl}$ Resistencia media a flexotracción del hormigón, según 39.1

W_b Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema de tracción

I_b Momento de inercia de la sección bruta

I_f Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple (sin la zona traccionada del hormigón y homogeneizando las armaduras).

1.7.15.7.6.3 Flexión positiva (centro de vano)

Si en las opciones del programa (ver Figura 1), en el apartado 'Rigidez a utilizar' está seleccionada la opción 'Utilizar el momento de fisuración cuando exista', la expresión anterior se sustituye por:

$$I_e = \left(\frac{M_f - M_o}{M_a - M_o} \right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f - M_o}{M_a - M_o} \right)^3 \right] \cdot I_f \nless I_b$$

Esta expresión procede del artículo 15.2.3.2 de la EFHE, que aunque derogada, es más apropiada para elementos prefabricados pretensados como son las losas alveolares. En esta expresión:

M_o momento flector asociado a la situación de curvatura nula: $M_o = P \cdot e \cdot \beta - M_v \cdot (\beta - 1)$

M_v	momento de las cargas (peso propio del forjado) cuando el hormigón vertido no está endurecido. En el programa, se asume que los forjados alveolares no tienen sopandas, por lo que este momento será $g \cdot l^2 / 8$, siendo g el peso propio del forjado, extraído de la base de datos (ver figura 2) y l la longitud del vano.
$P \cdot e$	valor absoluto de la fuerza de pretensado, igual al 90% de la fuerza inicial de pretensado, multiplicada por la excentricidad del tendón equivalente de pretensado, en valor absoluto, respecto al baricentro de la alveoplaca. Este valor proviene del modelo de alveoplaca seleccionado (ver figura 4) y es proporcionado por el fabricante en su ficha de características técnicas.
β	relación entre la inercia bruta de la sección en la fase de estudio y la inercia bruta de la alveoplaca, no menor de 1. En construcción no apeada, si el hormigón no está endurecido, $\beta = 1$. Este valor proviene del modelo seleccionado (ver figura 3) y es proporcionado por el fabricante en su ficha de características técnicas.

La rigidez total o bruta y la rigidez fisurada de la sección central provienen de la base de datos, en función del modelo de flexión positiva seleccionado (ver figura 3), pero:

- Si el fabricante no suministra el dato de rigidez bruta (en la base de datos está a cero), el programa la calcula de forma aproximada en función de la geometría del forjado.
- Si el fabricante no suministra la rigidez fisurada nominal (en la base de datos está a cero), el programa asuma que es igual que la bruta (no hay datos suficientes en la base de datos para que el programa pueda calcularla).

1.7.15.7.6.4 Flexión negativa (apoyos)

En este caso, se asume que la sección no es pretensada, sino armada, por lo que $M_o = 0$ y, por tanto, la formulación de EHE-08 y EFHE coinciden.

El programa calcula la armadura de negativos de los apoyos y, a partir de ella y la geometría de la alveoplaca, obtiene los valores de rigidez bruta, rigidez fisurada y momento nominal de fisuración.

1.7.15.7.7 Flecha diferida

Para el cálculo del incremento de flecha diferida producido entre dos instantes t_1 y t_2 de la historia de carga entre los que no cambia la carga aplicada, se multiplica la flecha instantánea de ese período por el factor $\lambda(t_2) - \lambda(t_1)$. El valor de λ para el instante t se calcula mediante la siguiente expresión extraída del artículo 50.2.2.3 de la EHE-08:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad \rho' = \frac{A'_s}{b_0 \cdot d}$$

Siendo:

A'_s es el área de la armadura comprimida. En el programa se supone siempre cero en forjados alveolares.

ξ es un coeficiente en función del tiempo t transcurrido, con los valores:

5 o más años 2,0

1 año 1,4

6 meses 1,2

3 meses 1,0

1 mes 0,7

2 semanas 0,5

1.7.16 Resistencia al fuego

En el Anejo 6 de la EHE-08 se establecen una serie de recomendaciones para el cálculo de la resistencia al fuego de elementos estructurales de hormigón armado. En el programa es opcional, para este conjunto de normas, utilizar las prescripciones de este anejo o bien las prescripciones del Anejo C del CTE DB SI. Dada la similitud entre ambos anejos, se remite al capítulo correspondiente al CTE DB SI de este manual de normativas para más información.

1.8 Norma NBE EA-95

1.8.1 Planteamiento

La NBE EA-95 es la Norma Básica de la Edificación de **Cálculo de las Estructuras de Acero Laminado en Edificación** de 1995, que no es más que una reestructuración de varias normas MV (del Ministerio de la Vivienda) de los años sesenta. Se utiliza sólo en las dos últimas colecciones de normativas para España indicadas en la introducción de este capítulo.

Se aborda la comprobación de la estructura con la consideración de los diferentes estados límites.

1.8.2 Estado Límite de Equilibrio

Se considera que la estructura es estable frente a las hipótesis de carga y con las condiciones de sustentación consideradas. El programa efectúa la comprobación del equilibrio de todos los nudos de la estructura, donde tienen que igualarse las cargas aplicadas con los esfuerzos de las barras.

1.8.3 Estado Límite de Agotamiento o Rotura

El programa realiza la comprobación de tensiones normales y tangenciales, afectando a las fuerzas de compresión de los efectos producidos por el pandeo. El programa supone, para mayor seguridad, que en una misma fibra concurren las máximas tensiones normales y tangenciales de una sección. La comprobación de agotamiento, referida a los ejes de una sección cualquiera es:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_n^2 + 3 \cdot \tau^2}; \sigma \leq \sigma_u$$

donde,

σ es la tensión resultante en la sección considerada.

σ_u es la resistencia de cálculo dependiente del tipo de acero y dividida por el coeficiente de minoración del acero.

1.8.3.1 Tensión normal en caso de tracción

$$\sigma_n = \frac{F_x}{A_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

1.8.3.2 Tensión normal en caso de compresión

$$\sigma_{n1} = \frac{F_x}{A_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

$$\sigma_{n2} = \frac{F_x \cdot \omega}{A_x} + \left(\frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \right)$$

$$\sigma_n = \text{mayor de } \sigma_{n1} \text{ y } \sigma_{n2}$$

1.8.3.3 Tensión tangencial

$$\tau_x = \frac{M_x}{W_{tal}}; \quad \tau_y = \frac{F_y}{A_y}; \quad \tau_z = \frac{F_z}{A_z};$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} + \tau_x$$

En el caso de barras de forma circular, con módulos resistentes, áreas e inercias iguales en el eje Yp y Zp, se compone vectorialmente los momentos My y Mz en lugar de sumarlos algebraicamente como aparece en las expresiones anteriores. De esta forma se consigue un cálculo más cercano a la realidad en ese tipo de barras.

1.8.4 Pandeo

En función del valor de la esbeltez, el programa determina el valor del COEFICIENTE de PANDEO **w**, que multiplicará al valor de la compresión sobre la barra. Los valores empleados en función de la esbeltez son los recogidos por la Norma NBE-BA95.

El programa realiza el cálculo de las piezas comprimidas a pandeo, calculando su esbeltez como piezas simples. Se comprueba el pandeo en los dos planos principales de cada barra. Existen opciones para deshabilitar la comprobación en alguno de los planos. La fórmula considera las consideraciones de la Norma NBE-BA95, Art.3.2.9.2 :

$$\sigma_{n2} = \frac{F_x \cdot \omega}{A_x} + \left(\frac{M_{y1}}{W_y} + \frac{M_{z1}}{W_z} \right)$$

donde **My1** y **Mz1** son momentos flectores de la misma combinación de hipótesis que se producen en la parte central de la barra, de longitud **0.4l**, siendo **l** la longitud de la barra.

Los momentos **My1** y **Mz1** se utilizan exclusivamente para la comprobación de pilares. En el caso de vigas y diagonales se utilizan los valores de **My** y **Mz** correspondientes a la sección de estudio.

Cuando se trata de barras de inercia variable el programa calcula la parte central de la barra, **0.4l**, tomando en consideración la longitud **l** de la barra original o **Cartela Primaria**. En el caso de barras de inercia variable, se distingue entre la comprobación a pandeo de vigas y diagonales y la comprobación de pilares. En vigas y diagonales se consideran unos valores de **My** y **Mz** correspondientes a la sección de estudio. En el caso de pilares, se consideran los valores de **My1** y **Mz1** calculados en el tramo **0.3L-0.7L** se calcula considerando para **L** el valor de la longitud total de la barra, independientemente de los tramos interiores en los que esté dividida.

Cuando se utiliza la función **Retocar Pandeo** para modificar la longitud **l** de la barra considerada en el cálculo de las esbelteces, ya sea de barras de inercia constante o variable, el programa realiza la comprobación de pandeo en toda la longitud de la barra si el valor modificado de **l** difiere un 10% respecto al valor de **l**, por exceso o por defecto; en otro caso se aplica el criterio general de comprobación del **0.4l**.

En el programa es opcional sin embargo considerar el pandeo sólo en la zona central (de longitud **0.4l**) o en toda la barra.

1.8.5 Estado Límite de Deformación

El programa determina la máxima flecha para la combinación de hipótesis más desfavorable para todas las barras horizontales. Si la barra es un voladizo, se calcula comprueba la flecha en el borde; si la barra es una viga, se calcula la flecha en el punto más desfavorable, y se compara con el valor de flecha admisible definido por el usuario en las opciones de comprobación. El cálculo se realiza en el NIVEL de SERVICIO, es decir, sin mayoración de cargas y se comprueba tanto la flecha producida por las sobrecargas como la flecha producida por la totalidad de la carga (cada una con su valor máximo admisible).

En estructuras metálicas debe comprobarse que el desplazamiento de los nudos de la estructura está dentro de los límites admisibles. Por ejemplo, en el caso de una cercha será importante revisar el valor del desplazamiento vertical de los nudos; los valores de la flecha dados por el programa corresponden a los valores de la deformación de cada una de las barras, pero sin considerar el desplazamiento producido en los nudos.

1.8.6 Pandeo Lateral

El programa realiza la comprobación de pandeo lateral en vigas y diagonales de acuerdo con el artículo 5.5 de la norma NBE EA-95. No será necesario realizar esta comprobación si el cordón comprimido de la pieza, el ala en general, si está unido a un forjado de rigidez suficiente. Se realiza esta comprobación en el dominio elástico y en el anelástico, y se muestra el coeficiente de seguridad a pandeo lateral, que debe ser mayor o igual que la unidad.

Dicho coeficiente se calcula según el cociente **Md/Mcr**, siendo **Md** el máximo momento flector ponderado que actúa sobre el punto considerado de la viga; y **Mcr** el momento crítico de pandeo lateral.

1.8.7 Abolladura del Alma

Se realiza la comprobación de abolladura del alma de acuerdo con el artículo 5.6 de la norma NBE EA-95, considerando la pieza de alma llena. Esta comprobación no suele ser habitual si se utilizan perfiles normalizados (IPE, IPN, HEB, ...) pero sí es importante tenerla en cuenta en perfiles de débil espesor o confeccionados con platabandas. El programa indica, caso de ser necesario, la distancia y espesor de los rigidizadores transversales a disponer para así cumplir esta comprobación.

1.8.8 Combinación de acciones realizadas por *Tricalc*

La norma NBE AE-95 establece sus propias combinaciones de acciones y sus propios coeficientes de mayoración y combinación, que **Tricalc** respeta y que, por tanto, son diferentes a las utilizadas para barras de hormigón o madera.

Las cargas variables (Q) se agrupan por las hipótesis de carga del programa, sobrecargas alternativas: 1-2, 7-8 y 9-10, cargas móviles: 11 a 20, cargas de viento: 3 y 4, y, cargas de nieve, y cargas de temperatura. Las combinaciones que efectúa el programa son las siguientes:

1.8.8.1 Tipos de cargas

La norma NBE-EA-95 distingue dos tipos de acciones a efectos de ponderarlas y combinarlas:

- **ACCIONES CONSTANTES.** Aquellas que actúan o pueden actuar en todo momento o durante largo período de tiempo con valor fijo en magnitud y posición. Dentro de este tipo se incluyen:
 - El peso propio
 - La carga permanente
 - El peso y empuje del terreno
 - Las acciones térmicas
 - Los asientos de las cimentaciones

Para el programa, en este tipo se incluyen las cargas en hipótesis 0 (carga permanente) y 21 (temperatura).

- **ACCIONES VARIABLES.** Son todas la demás. Se subdividen en
 - Sobrecargas de uso, explotación y construcción. En el programa corresponden a las cargas alternativas (hipótesis 1, 2, 7, 8, 9 y 10) y móviles (hipótesis 11 a 20).
 - Las acciones del viento. En **Tricalc** corresponden a las hipótesis ± 3 , ± 4 , ± 25 y ± 26 .
 - Las sobrecargas producidas por la nieve. En el programa corresponde a la hipótesis 22.
 - Las acciones sísmicas. En el programa corresponde a las hipótesis ± 5 , ± 6 y ± 24 . Aunque no se contempla en la Norma NBE-EA-95, el programa añade a este grupo las cargas accidentales (hipótesis 23).

1.8.8.2 Estados Límite Últimos

1.8.8.2.1 Coeficientes de ponderación

Para cada hipótesis, se puede definir un coeficiente de ponderación **básico** de efecto desfavorable, que de acuerdo con NBE-AE-95, tiene el valor de 1,33 para las acciones constantes; 1,5 para las cargas

alternativas, móviles, viento y nieve; y 1,0 para las cargas sísmicas y accidentales. Si las acciones constantes tienen un efecto favorable, se adopta un coeficiente unidad.

Para algunas combinaciones y tipos de carga, se establece un coeficiente de ponderación **reducido**, de valor 1,33 (en lugar de 1,5). En el programa se define un coeficiente **Cq**, de valor 0,90 por defecto, que al multiplicarlo por el coeficiente básico se obtiene el reducido.

1.8.8.2.2 Acciones Constantes y una acción variable independiente

Las acciones constantes (hipótesis 0 y 21) pueden ir afectadas por su coeficiente de ponderación de efecto desfavorable (1,33 en general) o por un coeficiente de valor 1,0. Por tanto, permutando ambos valores en ambas hipótesis, se obtienen cuatro combinaciones diferentes por cada una de las especificadas a continuación. El resto de hipótesis van afectadas por su coeficiente de ponderación (1,50 en general). Se tienen entonces las siguientes combinaciones:

Acciones constantes, alternativas y móviles

0 + 21

0 + 21 + 1

0 + 21 + 2

0 + 21 + 1 + 2

0 + 21 + 7

0 + 21 + 8

0 + 21 + 7 + 8

0 + 21 + 9

0 + 21 + 10

0 + 21 + 9 + 10

0 + 21 +(11 a 20)

0 + 21 + 1 +(11 a 20)

0 + 21 + 2 +(11 a 20)

0 + 21 + 1 + 2 +(11 a 20)

0 + 21 + 7 +(11 a 20)

0 + 21 + 8 +(11 a 20)

$$0 + 21 + 7 + 8 \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 21 + 9 \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 21 + 10 \quad + (11 \text{ a } 20)$$

$$0 + 21 + 9 + 10 \quad + (11 \text{ a } 20)$$

Acciones constantes y viento

$$0 + 21 \quad \pm 3$$

$$0 + 21 \quad \pm 4$$

$$0 + 21 \quad \pm 25$$

$$0 + 21 \quad \pm 26$$

Acciones constantes y nieve

$$0 + 21 \quad + 22$$

1.8.8.2.3 Acciones Constantes y dos acciones variables independientes

Corresponde al CASO I de la tabla 3.1.5 de NBE-95.

Las acciones constantes (hipótesis 0 y 21) pueden ir afectadas por su coeficiente de ponderación de efecto desfavorable (1,33 en general, 1,50 por defecto en el programa) o por un coeficiente de valor 1,0. Por tanto, permutando ambos valores en ambas hipótesis, se obtienen cuatro combinaciones diferentes por cada una de las especificadas a continuación. El resto de hipótesis van afectadas por su coeficiente de ponderación (1,50 en general). Se tienen entonces las siguientes combinaciones:

1a. Acciones constantes más sobrecargas (alternativas y móviles) más viento

$$0 + 21 \quad + Cq \cdot (1) \quad \pm 3$$

$$0 + 21 \quad + Cq \cdot (2) \quad \pm 3$$

$$0 + 21 \quad + Cq \cdot (1 + 2) \quad \pm 3$$

$$0 + 21 \quad + Cq \cdot (1) \quad + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) \quad \pm 3$$

$$0 + 21 \quad + Cq \cdot (2) \quad + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) \quad \pm 3$$

$$0 + 21 \quad + Cq \cdot (1 + 2) \quad + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) \quad \pm 3$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1) \quad \pm 4$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (2) \quad \pm 4$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) \quad \pm 4$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) \quad \pm 4$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) \quad \pm 4$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) \quad \pm 4$$

$$0 + 21 + 1 + Cq \cdot (\pm 3)$$

$$0 + 21 + 2 + Cq \cdot (\pm 3)$$

$$0 + 21 + 1 + 2 + Cq \cdot (\pm 3)$$

$$0 + 21 + 1 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 3)$$

$$0 + 21 + 2 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 3)$$

$$0 + 21 + 1 + 2 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 3)$$

$$0 + 21 + 1 + Cq \cdot (\pm 4)$$

$$0 + 21 + 2 + Cq \cdot (\pm 4)$$

$$0 + 21 + 1 + 2 + Cq \cdot (\pm 4)$$

$$0 + 21 + 1 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 4)$$

$$0 + 21 + 2 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 4)$$

$$0 + 21 + 1 + 2 + (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 4)$$

Repetir, permutando las sobrecargas alternativas (1, 2) con (7, 8) y (9, 10). Repetir también para las hipótesis de viento ± 25 y ± 26 , si están habilitadas.

Ib. Acciones constantes más sobrecargas (alternativas y móviles) más nieve

$$0 + 21 + 1 + 22$$

$$0 + 21 + 2 + 22$$

$$0 + 21 + 1 + 2 + 22$$

$$0 + 21 + 1 + (11 \text{ a } 20) + 22$$

$$0 + 21 + 2 + (11 \text{ a } 20) + 22$$

$$0 + 21 + 1 + 2 + (11 \text{ a } 20) + 22$$

Repetir, permutando las sobrecargas alternativas (1, 2) con (7, 8) y (9, 10).

Ic. Acciones constantes más viento más nieve

$$0 + 21 \pm 3 + 22$$

$$0 + 21 \pm 4 + 22$$

1.8.8.2.4 Acciones Constantes y tres acciones variables independientes

Corresponde al CASO II de la tabla 3.1.5 de NBE-EA-95.

Las acciones constantes (hipótesis 0 y 21) pueden ir afectadas por su coeficiente de ponderación de efecto desfavorable (1,33 en general, 1,50 por defecto en el programa) o por un coeficiente de valor 1,0. Por tanto, permutando ambos valores en ambas hipótesis, se obtienen cuatro combinaciones diferentes por cada una de las especificadas a continuación. El resto de hipótesis van afectadas por su coeficiente de ponderación (1,50 en general). Se tienen entonces las siguientes combinaciones:

$$0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (\pm 3) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (\pm 3) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (\pm 3) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 3) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 3) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 3) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (\pm 4) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (\pm 4) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (\pm 4) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 4) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 4) + Cq \cdot (22)$$

$$0 + 21 + Cq \cdot (1 + 2) + Cq \cdot (11 \text{ a } 20) + Cq \cdot (\pm 4) + Cq \cdot (22)$$

Repetir, permutando las sobrecargas alternativas (1, 2) con (7, 8) y (9, 10). Repetir también para las hipótesis de viento ± 25 y ± 26 , si están habilitadas.

1.8.8.2.5 Acciones Constantes, acciones variables independientes y acciones accidentales y sísmicas

Corresponde al CASO III de la tabla 3.1.5 de NBE-EA-95.

Las acciones constantes (hipótesis 0 y 21) están afectadas por un coeficiente de valor 1,0.

Las sobrecargas (alternativas y móviles) y la nieve están afectadas por un coeficiente reductor, para cuyo valor la NBE-AE-95 remite incomprensiblemente a la, en el momento de su publicación, derogada PDS1-74 Parte A. Se indican en la siguiente tabla los valores indicados por PDS1-74 y el artículo 3.2 de la norma NCSE-94.

	PDS1-74	NCSE-94
Viviendas, hoteles y residencias	0,50	0,30
Edificios públicos, oficinas, comercios	0,60	0,60

Locales de aglomeración y espectáculos	0,80	0,60
Almacenes, archivos, librerías	1,00	1,00
Nieve acumulada más de 30 días al año	0,50	0,50
Nieve acumulada menos de 30 días al año	0,00	0,30

El viento, si la situación topográfica de la construcción es expuesta o muy expuesta, es afectado por un coeficiente de valor 0,25. En caso contrario, no se tendrá en cuenta el viento.

Las cargas de sismo y accidentales, son afectadas por un coeficiente unidad.

En el programa es posible definir este coeficiente reductor para las cargas gravitatorias (R_q), móviles (R_m), viento (R_v), nieve (R_n) y temperatura (R_t).

Se tienen entonces las siguientes combinaciones (en las tablas, combinar cada fila de la primera columna con cada fila de la segunda columna):

Acciones constantes, sobrecargas (alternativas y móviles) y sismo o accidental

$0 + R_t \cdot 21$	± 5
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (1)$	± 6
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (2)$	± 24
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (1 + 2)$	$+ 23$
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (7 + 8)$	
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (9 + 10)$	

$0 + R_t \cdot 21$	$+ R_m \cdot (11 \text{ a } 20)$	± 5
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (1)$	$+ R_m \cdot (11 \text{ a } 20)$	± 6
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (2)$	$+ R_m \cdot (11 \text{ a } 20)$	± 24
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (1 + 2)$	$+ R_m \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+ 23$
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (7 + 8)$	$+ R_m \cdot (11 \text{ a } 20)$	
$0 + R_t \cdot 21 + R_q \cdot (9 + 10)$	$+ R_m \cdot (11 \text{ a } 20)$	

Acciones constantes, viento y sismo o accidental

$0 + Rt \cdot 21$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	± 5
$0 + Rt \cdot 21$	$+ Rv \cdot (\pm 4)$	± 6
$0 + Rt \cdot 21$	$+ Rv \cdot (\pm 25)$	± 24
$0 + Rt \cdot 21$	$+ Rv \cdot (\pm 26)$	$+ 23$

Acciones constantes, nieve y sismo o accidental

$0 + Rt \cdot 21$	$+ Rn \cdot (22)$	± 5
		± 6
		± 24
		$+ 23$

Acciones constantes más sobrecargas (alternativas y móviles) más viento más sismo o accidental

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	± 5
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	± 6
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	± 24
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	$+ 23$
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	± 5
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	± 6
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	± 24

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (\pm 3) \quad +23$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (\pm 3)$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rv \cdot (\pm 4) \quad \pm 5$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rv \cdot (\pm 4) \quad \pm 6$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rv \cdot (\pm 4) \quad \pm 24$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rv \cdot (\pm 4) \quad +23$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rv \cdot (\pm 4)$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (\pm 4) \quad \pm 5$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (\pm 4) \quad \pm 6$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (\pm 4) \quad \pm 24$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (\pm 4) \quad +23$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rm \cdot (11 \text{ a } 20) + Rv \cdot (\pm 4)$$

Repetir para las hipótesis de viento ± 25 y ± 26 cuando estén habilitadas.

Acciones constantes, sobrecargas (alternativas y móviles), nieve y sismo o accidental

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rn \cdot (22) \quad \pm 5$$

$$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rn \cdot (22) \quad \pm 6$$

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2)$	$+$	± 24
	$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8)$	$+$	$+ 23$
	$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10)$	$+$	
	$Rn \cdot (22)$	

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+$	± 5
		$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+$	± 6
		$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+$	± 24
		$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+$	$+ 23$
		$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+$	
		$Rn \cdot (22)$	

Acciones constantes, viento, nieve y sismo o accidental

$0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (\pm 3)$	$+$	± 5
	$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (\pm 4)$	$+$	± 6
	$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (\pm 25)$	$+$	± 24
	$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rv \cdot (\pm 26)$	$+$	± 23
	$Rn \cdot (22)$	

Acciones constantes, sobrecargas, viento, nieve y sismo o accidental

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	$+$	± 5
		$Rn \cdot (22)$	
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	$+$	± 6
		$Rn \cdot (22)$	

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rv \cdot (\pm 3)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 24
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rv \cdot (\pm 3)$	$+ Rn \cdot (22)$	$+ 23$
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rv \cdot (\pm 3)$	$+ Rn \cdot (22)$	

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rm \cdot (11 \alpha 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 5
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rm \cdot (11 \alpha 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 6
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rm \cdot (11 \alpha 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 24
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rm \cdot (11 \alpha 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	$+ Rn \cdot (22)$	$+ 23$
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rm \cdot (11 \alpha 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 3)$	$+ Rn \cdot (22)$	

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 5
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2) + Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 6
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2) + Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 24
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8) + Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	$+ 23$
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10) + Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1) + Rm \cdot (11 \alpha 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 5

$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (2)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 6
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (1 + 2)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	± 24
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (7 + 8)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	$+ 23$
$0 + Rt \cdot 21 + Rq \cdot (9 + 10)$	$+ Rm \cdot (11 \text{ a } 20)$	$+ Rv \cdot (\pm 4)$	$+ Rn \cdot (22)$	

Repetir para las hipótesis de viento ± 25 y ± 26 cuando estén habilitadas.

1.8.8.3 Estados Límite de Servicio

Las combinaciones son similares a las de los Estados Límite Últimos, salvo que todos las hipótesis son afectadas por un coeficiente unidad, no existe CASO III (no intervienen las cargas sísmicas ni accidentales) y no existen coeficientes de reducción ($C_q = 1,0$).

1.8.9 Listado de comprobación Completo

El listado completo para cada barra consta de una primera parte con la definición geométrica de la sección, seguido de los valores del coeficiente de pandeo w , esbelteces y factores de pandeo en los planos **Yp** y **Zp** de la barra. Para las barras horizontales, se lista la flecha para la combinación de hipótesis más desfavorable, en cm y en función de la longitud de la barra.

Seguidamente se listan las diferentes combinaciones con los valores de las solicitaciones máximas de compresión, tracción, momento torsor, momento flector **Yp**, momento flector **Zp**, cortante combinado y tensión compuesta mayor. La última línea relativa a la tensión resultante mayor es la más desfavorable y la que por tanto condiciona la aceptación del predimensionado de la barra.

Estos valores se representan en diferentes filas, y en cada una de ellas se indican los esfuerzos concomitantes (pertenecientes a la misma combinación de hipótesis) con las solicitaciones máximas citadas.

Para la normativa seleccionada es la NBE-EA95 española, las diferentes columnas representan los valores de: número de fila, tipo de solicitación máxima, distancia desde el nudo inicial donde se produce dicha solicitación máxima, axil de la barra, momento torsor, momentos flectores **My** y **My1**, momentos flectores **Mz** y **Mz1**, cortantes **Vy** y **Vz**, y la tensión compuesta resultante.

Las columnas (**My1**) y (**Mz1**) indican el valor de los momentos flectores utilizados en la comprobación de pandeo especificada por la norma NBE-EA95. Estos momentos son los que producen una combinación más desfavorable de **My/Wy** + **Mz/Wz**, en el tramo interior de la barra comprendido entre **0.3L** y **0.7L**, siendo **L** la longitud de la barra (o en la totalidad de la barra si así se establece en las opciones).

El valor de la tensión compuesta resultante **S(Kg/cm²)** en cada una de las líneas es el mayor de las tensiones resultantes de la comprobación de resistencia con los momentos **My** y **Mz** de cada fila, y de la comprobación de pandeo con los momentos (**My1**) y (**Mz1**).

En el caso de barras de inercia variable, se distingue entre la comprobación a pandeo de vigas y diagonales y la comprobación de pilares. En vigas y diagonales se consideran unos valores de **My** y **Mz** correspondientes a la sección de estudio. En el caso de pilares, se consideran los valores de **My1** y **Mz1** calculados en el tramo **0.3L-0.7L** se calcula considerando para **L** el valor de la longitud total de la barra, independientemente de los tramos interiores en los que esté dividida.

Para el cálculo de la longitud de pandeo de barras de inercia variable, la esbeltez λ y el coeficiente de pandeo ω , se considera la cartela primaria como una barra única con una sección equivalente de acuerdo con el artículo 3.2.5.4 **Pieza de sección variable** de la norma NBE-EA-95. En la función de retocado de resultados de pandeo se utilizarán también estos criterios para el cálculo de la longitud, factor de pandeo β , esbeltez λ y coeficiente de pandeo ω .

1.8.10 Retocar pandeo

El programa no realiza ninguna comprobación acerca de los valores de la longitud y de β modificados. El usuario debe decidir la adecuación de los retoques que propone. Tampoco se recalculan los valores de M_{y1} y M_{z1} (especificados por la norma NBE- EA95), utilizándose siempre los obtenidos para la zona central de la barra comprendida entre 0.3L y 0.7L, siendo L siempre la longitud de la barra comprendida entre sus dos nudos.

1.8.11 Tipos de acero laminado según NBE- EA95

Se incluyen las denominaciones de los aceros recogidas en la norma NBE- EA95

En versiones anteriores se utilizaban las denominaciones A42b (2600kg/cm²), A52b (3600kg/cm²), utilizando los valores de tensión del límite elástico expresados entre paréntesis. La nueva relación de tipos de acero tiene los tipos A42 (2600kg/cm²), A44 - S275 (2800kg/cm²), A52 - S355 (3600kg/cm²).

1.8.12 Perfiles conformados: NBE EA-95 parte 4

Se implementan las comprobaciones relativas a perfiles conformados según NBE- EA-95 parte 4. Por tanto, estas comprobaciones sólo se aplican si se selecciona la Normativa Española NBE- EA-95 en las Preferencias del programa. Para ello es necesario que en la base de perfiles, los conformados estén definidos como tales. En la caja de perfiles, se incluye la especificación del tipo de perfiles conformados de cada serie de la base de datos. Se incluyen los perfiles conformados especificados en la NBE- EA-95 con su definición adecuada. Si se utilizan perfiles de versiones anteriores o de normativas de otros países, será necesario modificar los parámetros correspondientes de la serie y todos sus perfiles.

En las opciones de cálculo de secciones de acero, se ha añadido el coeficiente de longitud de combadura a considerar en los perfiles conformados de la estructura.

1.8.12.1 Bases de Cálculo

Las piezas se componen de elementos planos y acuerdos cilíndricos. Los elementos planos se clasifican en:

N	Elemento no rigidizado.
R	Elemento rigidizado.
M	Elemento multirrigidizado. Este tipo no es contemplado por el programa.
B	Rigidizador de borde.
S	Subelemento (elemento con rigidizadores interiores). Este tipo no es contemplado por el programa.

Los diferentes tipos de perfil que permite **Tricalc**, poseen los siguientes elementos:

_LF, _LDF	N + N
_UF	N + R + N
_CF	B + R + R + R + B
_OF (omega)	N + R + R + R + N
_ZF	B + R + R + R + B
_2UF	N + N (alas). R (alma)
_2CF	B + R + R + B (alas). R (alma)

Las diferentes dimensiones de un elemento son:

l	Longitud de la barra entre secciones sustentadas.
e	Espesor
b	Ancho del elemento
b_e	Anchura recta del elemento: anchura excluidos los acuerdos curvos.
b_s	Anchura recta de un subelemento.
b'_e, b'_s	Anchura recta eficaz de un elemento o subelemento. Es diferente según esté comprimido, flexionado o traccionado dicho elemento.
δ_e, δ_s	Delgadez de un elemento / subelemento. $\delta_e = b_e/e$; $\delta_s = b_s/e$.

La delgadez máxima permitida, $\delta_{m\acute{a}x}$, de un elemento es comprobada por el programa y viene dada en la siguiente tabla:

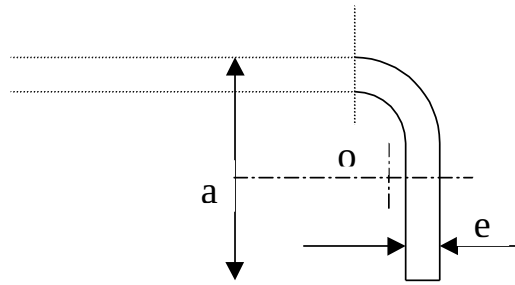
Elementos comprimidos	$\delta_{m\acute{a}x}$
No rigidizado (N)	60
Rigidizado con rigidizador (R)	60
Rigidizado con otro elemento (R)	500

Elementos con cortadura	$\delta_{m\acute{a}x}$
Cuando $ \alpha' \cdot \tau^* > 0,5 \cdot \tau_u$	150
Almas de piezas flexionadas	150
Otros casos	250

Elementos traccionados	$\delta_{m\acute{a}x}$
Cualquier caso	500

1.8.12.1.1 Rigidizadores

Los rigidizadores incluyen las zonas curvas del acuerdo. En **Tricalc** sólo se contemplan rigidizadores de borde de tipo labio. Deben cumplir las siguientes condiciones, que son comprobadas por el programa:



$$I \leq I_b = \chi_b \cdot e^4; \quad \chi_b = 1.83 \cdot \sqrt{\delta^2 - 117 \frac{24}{\sigma_u}} \leq 10$$

$$a \leq a_b = \delta_b \cdot e; \quad \delta_b = 2.8 \cdot \sqrt{\delta^2 - 117 \frac{24}{\sigma_u}} \leq 5$$

donde

- I Es el momento de inercia del rigidizador respecto a un eje paralelo al elemento rigidizado que pasa por el centro de gravedad del rigidizador.
- δ Delgadez del elemento o subelemento rigidizado.
- σ_u Resistencia de cálculo del material, $\sigma_u = \sigma_s / \gamma_a$, en Kgf/mm².

1.8.12.2 Abolladura

1.8.12.2.1 Abolladura por tensiones normales. Sección eficaz

Un elemento no rigidizado (N) comprimido sufre abolladura cuando

$$\delta_e \geq \delta_{ln} = 10.8 \frac{24}{\sigma_u}$$

Un elemento rigidizado (R) comprimido sufre abolladura cuando

$$\delta_e \geq \delta_{lr} = 40.8 \sqrt{\frac{24}{\sigma^*}}$$

donde σ^* es la tensión mayorada máxima, que se produce en los bordes del elemento. La resultante R^* de las compresiones es

$$R^* = \sigma^* \cdot b'_e \cdot e$$

siendo b'_e la anchura eficaz del elemento, menor que b_e .

La anchura eficaz de un elemento es $b'_e = \beta \cdot b_e$, que, multiplicada por $\sigma^* \cdot e$ produce la misma compresión resultante R^* . El factor β depende de la delgadez y de la tensión resultante máxima σ^* . A su vez, σ^* depende de β , por lo que el programa utiliza un cálculo iterativo.

Para la comprobación tensional de un perfil que tenga elementos rigidizados comprimidos, la sección total se sustituye por la sección eficaz siguiente:

La anchura recta de un elemento rigidizado comprimido, b_e , se sustituye por su anchura eficaz b'_e , que se supone dividida en dos zonas en ambos extremos del elemento.

El Área de cada rigidizador, A_r , se sustituye por su área eficaz A'_r . Los rigidizadores conservan su baricentro y su momento de inercia.

1.8.12.2.1.1 Tensiones en los elementos no rigidizados

En estos elementos se deberá cumplir

$$|\alpha \cdot \sigma^*| \leq \sigma_u$$

siendo

α	Coeficiente de abolladura, no menor de uno.
σ^*	Tensión mayorada de compresión, calculada según el apartado " Comprobación de las tensiones ".

σ_u Tensión de cálculo (minorada).

Para el cálculo del coeficiente de abolladura, se utiliza la expresión:

$$\delta \leq \delta_{ln} = 10,8 \frac{24}{\sigma_u} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$\delta > \delta_{ln} \Rightarrow \alpha = 1 + \frac{(\sigma_u + 9) \cdot (\delta - \delta_{ln})^2}{\xi}$$

Si el elemento está unido a otro que tampoco está rigidizado (por ejemplo, los elementos que conforman los perfiles en L), el parámetro ξ viene dado por la expresión:

$$\frac{l}{b_e} \geq 4,45 \Rightarrow \xi = 10000$$

$$\frac{l}{b_e} < 4,45 \Rightarrow \xi = 9000 + \frac{19800}{\left(\frac{l}{b_e}\right)^2} \nlessgtr 88200$$

Si por el contrario el elemento está unido a otro rigidizado (por ejemplo, alas de un perfil en U), dicho parámetro viene dado por:

$$\frac{l}{b_e} \geq 1,48 \Rightarrow \xi = 18000$$

$$\frac{l}{b_e} < 1,48 \Rightarrow \xi = 9000 + \frac{19800}{\left(\frac{l}{b_e}\right)^2} \nlessgtr 88200$$

1.8.12.2.1.2 Tensiones en elementos rigidizados

Se debe obtener la tensión mayorada máxima resultante, σ^* , con la sección eficaz, debiendo cumplirse

$$|\sigma^*| \leq \sigma_u$$

Para la obtención de la sección eficaz, se dan los siguientes casos.

Elementos rigidizados entre dos almas

El área eficaz es

$$A' = \beta \cdot b_e \cdot e$$

con

$$\delta \leq \delta_{lr} = 40,8 \sqrt{\frac{24}{\sigma^*}} \Rightarrow \beta = 1$$

$$\delta > \delta_{lr} \Rightarrow \beta = \frac{56,1}{15,3 + \delta \sqrt{\frac{\sigma^*}{24}}}$$

Elemento rigidizado entre un alma y un rigidizador de borde

El área eficaz es

$$A' = \beta \cdot b_e \cdot e + A_r' = \beta \cdot b_e \cdot e + \beta_r \cdot A_r$$

con

A_r Área del rigidizador de borde

β Factor de eficacia del elemento

β_r Factor de eficacia del rigidizador

$$\delta \leq 60 \Rightarrow \begin{cases} \beta = \frac{56,1}{15,3 + \delta \cdot \sqrt{\frac{\sigma^*}{24}}} \geq 1 \\ \beta_r = 1 \end{cases}$$

$$60 < \delta \leq 90 \Rightarrow \begin{cases} \beta = \frac{56,1 - 0,1 \cdot (\delta - 60) \cdot \sqrt{\frac{\sigma^*}{24}}}{15,3 + \delta \cdot \sqrt{\frac{\sigma^*}{24}}} \geq 1 \\ \beta_r = 1 - \left[\frac{\delta}{30} - 2 \right] \cdot (1 - \beta) \geq 1 \end{cases}$$

1.8.12.2.2 Abolladura por tensiones tangenciales

En general, en los perfiles conformados no se disponen rigidizadores transversales, y por tanto el programa no los contempla. Se deberá cumplir

$$|\alpha' \cdot \tau^*| \leq \tau_u = 0,577 \cdot \sigma_u$$

con

α' Coeficiente de abolladura por cortante

τ^* Tensión tangencial mayorada.

τ_u Tensión tangencial de cálculo (minorada) del material.

$$\delta \leq 65 \cdot \sqrt{\frac{24}{\sigma_u}} \Rightarrow \alpha' = 1$$

$$65 \cdot \sqrt{\frac{24}{\sigma_u}} \leq \delta \leq 95 \cdot \sqrt{\frac{24}{\sigma_u}} \Rightarrow \alpha' = \frac{\delta}{65} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_u}{24}}$$

$$\delta > 95 \cdot \sqrt{\frac{24}{\sigma_u}} \Rightarrow \alpha' = \frac{\delta^2 \cdot \sigma_u}{148.200}$$

1.8.12.2.3 Abolladura por tensiones normales y tangenciales

Cuando existan tensiones normales y tangenciales, deberá cumplirse:

Elemento no rigidizado

$$\left[\frac{\alpha \cdot \sigma^*}{\sigma_u} \right]^2 + \left[\frac{\alpha' \cdot \tau^*}{\tau_u} \right]^2 \leq 1$$

Elemento rigidizado

$$\left[\frac{\sigma^*}{\sigma_u} \right]^2 + \left[\frac{\alpha' \cdot \tau^*}{\tau_u} \right]^2 \leq 1$$

1.8.12.3 Combadura

Equivale al pandeo lateral en la Parte 3 de EA-95. Se produce por inestabilidad de las cabezas comprimidas. En el programa esta comprobación es opcional (según se habilite o no la opción **Pandeo Lateral en Vigas/Diagonales**).

La Norma indica que no es necesario tenerla en cuenta cuando la inercia respecto al plano de flexión es menor que la inercia con respecto al plano ortogonal (En **Tricalc**, esto equivale, en general, a que $I_y > I_z$).

No es necesario tenerla en cuenta cuando el perfil está unido continuamente a otro elemento en su cabeza comprimida (por ejemplo, en correas unidas a la chapa de cubierta en zonas de momentos positivos).

La combadura será admisible cuando

$$|K \cdot \sigma^*| \leq \sigma_u$$

1.8.12.3.1 Cabezas comprimidas

Esta formada, en general, por un elemento (ala), su rigidizador si existe, y una parte de la pieza adyacente (alma), con altura $h_c \leq h_a / 6$

siendo

h_a Altura del elemento incluida la parte curva del acuerdo. En el alma de un perfil UF es la altura total menos 2 veces el espesor 'e' de la chapa.

h_e Altura a considerar incluida la parte curva del acuerdo. En el ejemplo anterior, implica considerar hasta la profundidad $h_e + e$.

En esta cabeza se define su área A_c , su inercia respecto a un eje y' paralelo al plano de flexión que pase por su baricentro I_c y su radio de giro i_c . En el caso de que la cabeza esté dividida en dos partes inconexas (parte inferior de un perfil omega, por ejemplo) cada parte posee su propio eje y' y por tanto su propio A_c , I_c e i_c .

1.8.12.3.2 Longitud de combadura

La longitud de combadura l_c es la longitud máxima entre secciones arriostradas con sujeción que impide el giro. En general, puede considerarse que es igual a la longitud del perfil, 'l'. En voladizos, puede tomarse $l_c = 2 \cdot l$. En las opciones de comprobación de secciones de acero del programa, se define un 'Coeficiente de longitud de combadura', de forma que se toma como longitud de combadura el producto de dicho coeficiente por la longitud de la barra.

1.8.12.3.3 Coeficiente de combadura

El coeficiente de combadura, κ , es igual al coeficiente de pandeo ω calculado para la esbeltez $\lambda = l_c / i_c$. Es decir,

$$\kappa = 0,5 + 0,65 \cdot \frac{\sigma_e \cdot \lambda^2}{\pi^2 \cdot E} + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \cdot \frac{\sigma_e \cdot \lambda^2}{\pi^2 \cdot E} \right)^2 - \frac{\sigma_e \cdot \lambda^2}{\pi^2 \cdot E}}$$

1.8.12.3.3.1 Piezas arriostradas a lo largo de su directriz

En el caso de perfiles tipo Omega, cuando el arriostramiento se produce en el ala superior y las alas inferiores están comprimidas por flexión, se puede tener en cuenta la rigidez que aportan las almas de la siguiente forma:

$$l_c = \frac{l_o}{\sqrt{2}}$$

$$l_o = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot I_c}{k}}$$

$$k = \frac{E \cdot e^3}{h'^2 \cdot (6 \cdot d + 4 \cdot h')}$$

donde

I_c	Momento de inercia de cada cabeza comprimida respecto a un eje y' paralelo al plano de flexión que pase por su baricentro.
h'	Altura virtual de la sección. $h'=h + a$ en el caso de que la cabeza comprimida tenga rigidizador de borde; $h'=h$ en el caso de que el ala no posea rigidizador de borde (caso de los perfiles omega que permite el programa).
a	Altura del rigidizador de borde.
d	Distancia exterior entre almas. En Tricalc es el valor b de la serie Omega.

1.8.12.4 Piezas sometidas a flexión y a torsión

1.8.12.4.1 Consideraciones generales

Si los perfiles conformados se consideran formados por una directriz recta y una generatriz curva de determinado espesor, se definen las siguientes cantidades

e	Espesor de la pared (cm).
s	Coordenada curvilínea sobre la línea media de la sección (generatriz) medida desde su extremo 0 (cm).
a	Valor máximo de s (cm).
r	Distancia desde el centro de esfuerzos cortantes (M) a la tangente a la línea media de la sección en el punto de coordenada curvilínea s . Positiva cuando ds gira alrededor de M en sentido positivo (cm).
Ω_s	Coordenada de alabeo del punto de coordenada curvilínea s (cm ²).

$$\Omega_s = \int_0^s r \cdot ds - \frac{1}{A} \int_0^a \left(\int_0^a r \cdot ds \right) \cdot e \cdot ds$$

A	Área de la sección (cm ²).

$$A = \int_0^a e \cdot ds$$

S_y, S_z	Momento estático respecto al eje y o z de la parte de sección comprendida entre 0 y s (cm ³).

$$S_y = \int_0^s z \cdot e \cdot ds \quad ; \quad S_z = \int_0^s y \cdot e \cdot ds$$

I_y, I_z	Momentos de inercia respecto a y o z (cm ⁴).

$$I_y = \int_0^a z^2 \cdot e \cdot ds \quad ; \quad I_z = \int_0^a y^2 \cdot e \cdot ds$$

I_{yz} Producto de inercia (cm⁴). Es cero cuando los ejes son los principales de inercia.

$$I_{yz} = \int_0^a y \cdot z \cdot e \cdot ds$$

I_t Módulo de torsión (cm⁴).

$$I_t = \int_0^a \frac{e^3}{3} \cdot ds$$

S_a Momento estático de alabeo de la parte de sección comprendida entre 0 y s (cm⁴).

$$S_a = \int_0^a \Omega \cdot e \cdot ds$$

I_a Módulo de alabeo de la sección (cm⁶)

$$I_a = \int_0^a \Omega^2 \cdot e \cdot ds$$

1.8.12.5 Piezas sometidas a flexión

Las tensiones debidas a los esfuerzos vienen dadas por las expresiones

$$\sigma_f = \frac{M_z \cdot y}{I_z} + \frac{M_y \cdot z}{I_y}$$

$$\tau_f = -\frac{T_y \cdot S_z}{e \cdot I_z} - \frac{T_z \cdot S_y}{e \cdot I_y}$$

1.8.12.6 Piezas sometidas a torsión

Los perfiles conformados, al ser abiertos, no son adecuadas para torsión.

Cuando una carga q actúa con excentricidad d respecto al centro de esfuerzos cortantes M, se produce una sollicitación de componentes:

$M_t = M_r + M_a$ Momento torsor.

M_r Momento torsor de rotación. Torsión de Saint Venant.

M_a Momento torsor de alabeo.

B Bimomento.

Entre la carga, la sollicitación y el giro ϕ de la sección existen las relaciones:

$$\frac{dM_t}{dx} = q \cdot d$$

$$\frac{d\phi}{dx} = \frac{M_r}{G \cdot I_t}$$

$$\frac{d^2\phi}{dx^2} = \frac{B}{E \cdot I_a}$$

$$\frac{d^3\phi}{dz^3} = -\frac{M_a}{E \cdot I_a}$$

Las tensiones producidas por la torsión son:

$$\sigma_t = \frac{B \cdot \Omega}{I_a}$$

$$\tau_t = \pm \frac{M_r \cdot e}{I_t} - \frac{M_a \cdot S_a}{e \cdot I_a}$$

Cuando hay además flexión, las tensiones serán:

$$\sigma = \sigma_f + \sigma_t$$

$$\tau = \tau_f + \tau_t$$

Si se define **t** como la longitud característica a torsión de la sección, dada por la expresión

$$t = \sqrt{\frac{E \cdot I_a}{G \cdot I_t}} = 1,61 \cdot \sqrt{\frac{I_a}{I_t}},$$

la Norma indica que cuando la longitud de la barra es mayor o igual a seis veces dicha longitud **t**, se puede despreciar el efecto del momento de alabeo **M_a**, y del bimomento **B**. En el programa se asume que siempre **l** > 6·**t**.

1.8.12.7 Comprobación de las tensiones

La tensión normal mayorada en un punto de una sección sometida a flexión y torsión es

$$\sigma^* = \sigma_f^* + \sigma_t^*$$

La tensión tangencial mayorada en un punto de una sección es

$$\tau^* = \tau_f^* + \tau_t^*$$

Cuando la cabeza comprimida está formada por elementos no rigidizados, se debe cumplir:

■ Puntos con compresiones:

$$\left[\frac{\alpha \cdot \kappa \cdot \sigma^*}{\sigma_u} \right]^2 + \left[\frac{\alpha' \cdot \tau^*}{\tau_u} \right]^2 \leq 1$$

■ Puntos con tracciones:

$$\left[\frac{\sigma^*}{\sigma_u} \right]^2 + \left[\frac{\alpha' \cdot \tau^*}{\tau_u} \right]^2 \leq 1$$

Cuando la cabeza comprimida está formada por elementos rigidizados, se calcula la sección eficaz y con ella los nuevos términos de sección. Las tensiones se calculan entonces con la expresiones antes indicadas, que deben cumplir en todo punto:

■ Puntos con compresiones:

$$\left[\frac{\kappa \cdot \sigma^*}{\sigma_u} \right]^2 + \left[\frac{\alpha' \cdot \tau^*}{\tau_u} \right]^2 \leq 1$$

■ Puntos con tracciones:

$$\left[\frac{\sigma^*}{\sigma_u} \right]^2 + \left[\frac{\alpha' \cdot \tau^*}{\tau_u} \right]^2 \leq 1$$

Como la sección eficaz depende de σ^* , es necesario proceder por iteraciones.

1.8.12.8 Piezas sometidas a compresión simple y compuesta

Pandeo simple

Se produce cuando el centro de esfuerzos cortantes coincide con el baricentro y el radio de giro polar i_0 es menor que el radio de torsión i_t :

$$i_0 \leq i_t$$

$$i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2}$$

$$i_t = \sqrt{\frac{I_a}{I_y} \left(\frac{\beta}{\gamma} \right)^2 + 0,039 \cdot \beta^2 \cdot l^2 \frac{I_t}{I_y}}$$

donde:

I_a	Módulo de alabeo
I_t	Módulo de torsión
I_y	Momento de inercia respecto al eje perpendicular al plano de pandeo (plano de la máxima esbeltez de la pieza).
l	Longitud de la pieza.
β	Coeficiente de esbeltez.
γ	Coeficiente de coacción al alabeo de las secciones extremas, entre 1,0 (alabeo libre) y 0,5 (alabeo impedido).

En el programa siempre se realiza esta comprobación, independientemente de la relación entre i_0 y i_t .

Si la delgadez de algún elemento es mayor de 80 es preciso considerar la interacción no lineal del pandeo general de la pieza, abolladura de los elementos rigidizados, combadura de los elementos extremos y abolladura de los rigidizadores con distorsión de la sección. Esto no es contemplado ni por la Norma ni por el programa.

Si existen elementos no rigidizados, se determina el **coeficiente de abolladura** α del elemento de mayor delgadez δ . Si no hay elementos no rigidizados, $\alpha = 1$.

La **sección eficaz** de la pieza se determina para la tensión $\sigma^* = \sigma_u / \alpha$. Con esta sección se calculan los términos de sección (A' , I'_y , I'_z ...).

Las **esbelteces** se calculan según las expresiones

$$\lambda_y = \frac{\beta_y \cdot l_y}{i'_y \cdot \sqrt{\alpha}}$$

$$\lambda_z = \frac{\beta_z \cdot l_z}{i'_z \cdot \sqrt{\alpha}}$$

donde

l_y, l_z longitudes de la pieza entre sustentaciones, en ambos ejes.

β_y, β_z coeficientes de esbeltez (de longitud de pandeo).

En **compresión simple**, la condición de agotamiento es

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega \cdot \alpha}{A'} \leq \sigma_u$$

En compresión compuesta, en los extremos de la pieza, la condición es

$$\alpha \cdot \left[\frac{N^*}{A'} + \frac{M_{z1}^*}{I'_z} \cdot y' + \frac{M_{y1}^*}{I'_y} \cdot z' \right] \leq \sigma_u$$

En compresión compuesta, en la zona central (0,4·L) de la pieza, la condición es

$$\left[\alpha \cdot \frac{N^*}{A'} + \eta_z \cdot \frac{\kappa \cdot M_{ze}^* + N^* \cdot e_z}{I'_z} \cdot y' + \eta_y \cdot \frac{M_{ye}^*}{I'_y} \cdot z' \right] \leq \sigma_u$$

$$\left[\alpha \cdot \frac{N^*}{A'} + \eta_z \cdot \frac{\kappa \cdot M_{ze}^*}{I'_z} \cdot y' + \eta_y \cdot \frac{M_{ye}^* + N^* \cdot e_y}{I'_y} \cdot z' \right] \leq \sigma_u$$

siendo

N^*	esfuerzo normal mayorado
M_{z1}^*, M_{y1}^*	momentos mayorados en las zonas extremas (0,3·L) de la pieza
A'	área de la sección eficaz
I'_z, I'_y	momentos de inercia de la sección eficaz
z', y'	coordenadas del punto de estudio
M_{ze}^*, M_{ye}^*	momentos mayorados en las zonas centrales (0,4·L) de la pieza
η_z, η_y	factores de amplificación de los momentos

$$\eta_z = \frac{\sigma_{ez}}{\sigma_{ez} - \sigma_0}$$

$$\eta_y = \frac{\sigma_{ey}}{\sigma_{ey} - \sigma_0}$$

σ_{ez}, σ_{ey}	tensiones críticas de Euler

$$\sigma_{ez} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_z^2}$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_y^2}$$

σ_0	tensión en el baricentro de la sección

$$\sigma_0 = \frac{N^*}{A'}$$

e_z, e_y	son las excentricidades de imperfección (excentricidad accidental)

$$e_z = (\omega_z - 1) \cdot \left[1 - \frac{\sigma_u}{\omega_z \cdot \sigma_{ez}} \right] \frac{W'_z}{A'}$$

$$e_y = (\omega_y - 1) \cdot \left[1 - \frac{\sigma_u}{\omega_y \cdot \sigma_{ey}} \right] \frac{W'_y}{A'}$$

ω_y, ω_z coeficientes de pandeo en función de las esbelteces λ_y, λ_z .

W'_y, W'_z módulos resistentes de la sección eficaz correspondiente a la fibra más comprimida.

κ coeficiente de combadura

α coeficiente de abolladura

1.8.12.9 Pandeo con torsión

Cuando el centro de esfuerzos cortantes no coincide con el baricentro (perfiles de forma CF, UF, OF, ZF, LF y LDF) o el radio de giro polar i_0 es mayor que el radio de torsión i_t , se produce pandeo con torsión. No es contemplado por esta norma salvo en el caso de perfiles en L. En el programa se implementa la especificación correspondiente a pandeo de perfiles en L en los planos paralelos a las alas:

Se determina el coeficiente de abolladura α y se calcula el coeficiente de pandeo correspondiente a la esbeltez

$$\lambda = \frac{l_k}{i_z}$$

La condición de agotamiento es

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \max(\omega; \alpha \cdot (1 + \lambda/360))}{A} \leq \sigma_u$$

1.9 Norma CTE

El CTE (Código Técnico de la Edificación), aprobado en marzo de 2006, corregido en octubre de 2007, diciembre de 2007, enero de 2008, octubre de 2008 y modificado en abril de 2009, forma un conjunto de disposiciones muy amplio que cubre más campo que el propio de un programa de cálculo de estructuras como es **Tricalc**. En este documento se hará referencia exclusivamente a las partes del CTE relacionadas con el campo del cálculo de estructuras.

Concretamente, las partes aquí recogidas son los siguientes Documentos Básicos:

- DB-SE Seguridad estructural. Constituye la base para los Documentos Básicos siguientes y se utilizará conjuntamente con ellos.
- DB-SE-AE Acciones en la edificación.
- DB-SE-C Cimientos.
- DB-SE-A Acero.
- DB-SE-F Fábrica.
- DB-SE-M Madera.
- DB-SI Seguridad en caso de incendio.

El propio DB-SE reconoce que existen otros cálculos estructurales y que, por tanto, deberán tenerse en cuenta, además, las especificaciones de la normativa siguiente (recogidas en otros apartados de este documento):

- NCSE Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación.
- EHE Instrucción de hormigón estructural.
- EFHE Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados.

Con posterioridad, la EHE y la EFHE han sido sustituidas por la EHE-08. Actualmente, la EHE-08 ha sido sustituida por el Código Estructural (que también sustituye al CTE DB SE-A).

El CTE sólo se aplica en el programa en las dos primeras colección de normativas para España indicadas en la introducción de este capítulo. Dada su extensión, cada Documento Básico se ha desarrollado en un apartado diferente, reflejándose exclusivamente lo que es de aplicación para el programa **Tricalc**.

1.10 Norma CTE DB-SE

El CTE DB-SE es el Documento Básico de Seguridad Estructural del Código Técnico de la Edificación y es la base para el resto de Documentos Básicos estructurales. Está basado en las normas UNE EN 1990:2002 y UNE EN 1991-1 (Eurocódigos 0 y 1), similar a la parte correspondiente a acciones de la Instrucción EHE y sustituye al capítulo I de la NBE AE-88.

1.10.1 Análisis estructural y del dimensionado

El apartado 3.1 clasifica las situaciones de dimensionado en:

- persistentes, que se refieren a las condiciones normales de uso;
- transitorias, que se refieren a unas condiciones aplicables durante un tiempo limitado (no se incluyen las acciones accidentales);
- extraordinarias, que se refieren a unas condiciones excepcionales en las que se puede encontrar, o a las que puede estar expuesto el edificio (acciones accidentales).

1.10.1.1 Estados Límite

Se establece como sistema de comprobación estructural, el de los estados límite.

Como estados límite últimos deben considerarse los debidos a:

- pérdida del equilibrio del edificio, o de una parte estructuralmente independiente, considerado como un cuerpo rígido;
- fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura o de parte de ella en un mecanismo, rotura de sus elementos estructurales (incluidos los apoyos y la cimentación) o de sus uniones, o inestabilidad de elementos estructurales incluyendo los originados por efectos dependientes del tiempo (corrosión, fatiga).

Como estados límite de servicio deben considerarse los relativos a:

- las deformaciones (flechas, asientos o desplomes) que afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones;
- las vibraciones que causen una falta de confort de las personas, o que afecten a la funcionalidad de la obra;
- los daños o el deterioro que pueden afectar desfavorablemente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

1.10.1.2 Variables básicas

Las acciones a considerar en el cálculo se clasifican por su variación en el tiempo en:

- acciones permanentes (G). Su magnitud puede ser constante o no –como las acciones reológicas o el pretensado (P)–, pero con variación despreciable o tendiendo monótonamente hasta un valor límite.
- acciones variables (Q).
- acciones accidentales (A): Son aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia, como sismo, incendio, impacto o explosión.

En las combinaciones de acciones se utilizan los siguientes valores de las acciones:

- El valor **característico** de una acción, F_k , se define, según el caso, por su valor medio, por un fráctil superior o inferior, o por un valor nominal. Acciones como el pretensado pueden tener un valor (medio, superior o inferior) dependiente del tiempo.
- El valor de **combinación** de una acción variable será: $F_k \cdot \psi_0$.
- El valor **frecuente** de una acción variable será: $F_k \cdot \psi_1$. La acción supera este valor un 1% del tiempo.
- El valor **casi permanente** de una acción variable: $F_k \cdot \psi_2$. La acción supera este valor un 50% del tiempo.

Las acciones dinámicas producidas por el viento, un choque o un sismo, se representan a través de fuerzas estáticas equivalentes (como realiza **Tricalc**).

1.10.2 Capacidad portante (Estados Límite Últimos)

1.10.2.1 Combinación de acciones

Dependiendo de la situación de proyecto de que se trate, se establecen las siguientes combinaciones de acciones (prácticamente idénticas a las especificadas en la norma EHE o en el Eurocódigo 1).

Situación **persistente** o **transitoria**:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situación **extraordinaria**:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

En situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad (γ_G , γ_P , γ_Q), son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores.

Situación **sísmica**:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

En **Tricalc** se utilizan estas combinaciones salvo que:

- En situaciones extraordinarias, γ_G siempre es 1 (se sigue el criterio de EHE y EC-0, que se considera más coherente)
- En situaciones extraordinarias y sísmicas, a la acción extraordinaria y/o sísmica se la puede afectar de un coeficiente de mayoración distinto de 1,0 (aunque por defecto su valor en el programa sea 1,0).
- **Tricalc** agrupa diversas hipótesis en Familias definidas en las combinaciones de EHE de este capítulo A del manual de Normativas.

Los coeficientes parciales de seguridad de las acciones se establecen en la siguiente tabla (para el caso de la resistencia del terreno, véase el DB SE-C):

Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		Desfavorable	Favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0,00
Estabilidad		Desestabilizante	Estabilizante
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0,00

En **Tricalc** se aplica esta tabla con las siguientes salvedades:

- No se distingue entre diferentes tipos de acciones permanentes. La estabilidad se trata sólo en la comprobación a vuelco de zapatas y muros.
- El valor del coeficiente de mayoración Desfavorable será modificable por el usuario, aunque con los valores de defecto de esta tabla: 1,35 para carga permanente y 1,50 para carga variable.
- El valor del coeficiente de mayoración Favorable NO será modificable por el usuario, tiene el valor de esta tabla: 0,80 para carga permanente y 0,0 para carga variable.

Los coeficientes parciales a aplicar por el CTE se almacenan en el material 'Otros / CTE', pudiendo ser por tanto diferentes a los definidos para 'Hormigón', de acuerdo a la EHE-08.

Los coeficientes de simultaneidad se establecen en la siguiente tabla:

Zona	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso			
A: Zonas residenciales	0,7	0,5	0,3
B: Zonas administrativas	0,7	0,5	0,3
C: Zonas destinadas al público	0,7	0,7	0,6
D: Zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
F: Zonas de tráfico y aparcamiento vehículos de peso <30kN	0,7	0,7	0,6
	(1)	(1)	(1)
G: Cubiertas transitables	0,0	0,0	0,0
H: Cubiertas accesibles sólo para mantenimiento			
Nieve			
Para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
Para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0,0
Viento	0,6	0,5	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

⁽¹⁾ En cubiertas transitables, se adopta el valor correspondiente al uso desde el que se accede.

Tricalc dispone por defecto los coeficientes de simultaneidad de sobrecarga para Zonas de Categorías A-B, Nieve para altitudes menores de 1000 metros, viento y temperatura. Además estos coeficientes se utilizan también para las combinaciones de hormigón definidas en la norma EHE.

En **Tricalc** no es posible definir coeficientes de simultaneidad distintos para distintas partes de la estructura si la misma tiene diferentes usos, debiendo disponerse en este caso el más desfavorable.

1.10.3 Aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio)

1.10.3.1 Combinación de acciones

Dependiendo de la situación de proyecto de que se trate, se establecen las siguientes combinaciones de acciones (prácticamente idénticas a las especificadas en la norma EHE o en el Eurocódigo 0).

Combinación de acciones **característica**, para acciones de corta duración que pueden ser irreversibles.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación de acciones **frecuente**, para acciones de corta duración reversibles.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación de acciones **casi permanente**, para acciones de larga duración.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

1.10.3.2 Deformaciones verticales (flechas) admisibles

- Para la **Integridad**, para las combinaciones características, para deformaciones después de la puesta en obra del elemento, la flecha será no mayor de:
 - 1/500 en pisos con tabiques frágiles (de gran formato, rasillones, placas, ...) o pavimentos rígidos sin juntas;
 - 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
 - 1/300 en el resto de casos.
- Para el **Confort**, para las combinaciones características, acciones de corta duración, la flecha será no mayor de:
 - 1/350.
- Para la **Apariencia**, para las combinaciones casi permanentes, la flecha relativa será no mayor de:
 - 1/300.

Las condiciones anteriores deben verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos. En general, será suficiente realizar dicha comprobación en dos direcciones ortogonales.

En el programa **Tricalc** el primer caso corresponde a la **Flecha Activa**, el segundo, a la **Flecha Instantánea de las Sobrecargas**, y el tercero, a la **Flecha Total**. El primer caso no se contempla para el acero (no se tiene en cuenta la fluencia), mientras que para la madera se tienen en cuenta los tres casos. En **Tricalc** además es posible definir la flecha admisible no sólo como flecha relativa sino también como flecha absoluta o como flecha combinada.

La normativa EHE-08 de hormigón, en su artículo 5.1.1.2, indica que para edificación se utilizarán las limitaciones definidas en este apartado del CTE DB-SE, aunque define sus propias limitaciones de flecha para el resto de casos.

1.10.3.3 Desplazamientos horizontales (desplomes)

Para la **Integridad**, para las combinaciones características, el desplome será no mayor de 1/500 de la altura total del edificio ni de 1/250 en cualquier planta.

Para la **Apariencia**, para combinaciones casi permanentes, el desplome relativo de cualquier planta será no mayor de 1/250.

En **Tricalc** no se comprueban estos límites, debiendo ser comprobados por el usuario (con ayuda del listado de distorsiones y los listados de desplazamientos).

1.11 Norma CTE DB SE-AE

El CTE DB SE-AE es el Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación del Código Técnico de la Edificación y es la base para el resto de Documentos Básicos estructurales. Está basado en la norma UNE EN 1991-1 (Eurocódigo 1) y sustituye a los capítulos II a VI de la NBE AE-88.

1.11.1 Acciones permanentes

En el Anejo C de este DB (no reproducido en este documento) se incluyen los pesos de materiales, productos y elementos constructivos típicos.

En el caso de tabiques ordinarios cuyo peso por metro cuadrado no sea superior a $1,2 \text{ kN/m}^2$, y cuya distribución en planta sea sensiblemente homogénea, su peso propio podrá asimilarse a una carga equivalente uniformemente distribuida. Se podrá adoptar el valor de su peso por m^2 de alzado multiplicado por la razón media entre la superficie de tabiquería y la de la planta considerada. En el caso de tabiquería más pesada, ésta podrá asimilarse al mismo valor de carga equivalente uniforme citado más un incremento local, de valor igual al exceso de peso del tabique respecto a $1,2 \text{ kN/m}^2$ de alzado. **Nota importante:** Este párrafo muestra la modificación realizada por la corrección de erratas publicada en el BOE el 23 de octubre de 2007.

En general, en viviendas bastará considerar como peso propio de la tabiquería una carga superficial de $1,0 \text{ kN/m}^2$.

La tabiquería queda por tanto encuadrada en las cargas permanentes, mientras que la NBE AE-88 la encuadraba en las sobrecargas. El programa **Tricalc** es transparente al respecto: el usuario decide si la tabiquería la define como carga permanente o como sobrecarga, pero las opciones de flecha de hormigón deben ser coherentes con la decisión adoptada (en dichas opciones se indica que porcentaje de la carga permanente y/o de la sobrecarga representa la tabiquería).

1.11.2 Acciones variables

1.11.2.1 Sobrecarga de uso

Se establece una sobrecarga uniformemente repartida y una concentrada para estudio local de capacidad portante, cuyos valores habituales se establecen en la tabla 3.1 de este DB (no reproducida aquí).

Nota importante: La corrección de erratas publicada en el BOE el 23 de octubre de 2007 redujo sustancialmente las sobrecargas en el caso de cubiertas accesibles sólo para conservación (categoría G).

Los valores indicados en dicha carga ya incluyen el efecto de la **alternancia de carga**, salvo en el caso de elementos críticos, como vuelos, o en el de zonas de aglomeración.

Esta **carga concentrada** se supone actuando en cualquier punto de la zona. Se considerará actuando simultáneamente con la sobrecarga uniformemente distribuida en las zonas de uso de tráfico y aparcamiento de vehículos ligeros, y de forma independiente y no simultánea con ella en el resto de los casos.

A los efectos de combinación de acciones, las sobrecargas de cada tipo de uso tendrán la consideración de acciones diferentes. En el programa **Tricalc**, sin embargo, las sobrecargas se agrupan en 'familias' de acuerdo a su hipótesis correspondiente.

1.11.2.1.1 Reducción de sobrecargas

Se permite un factor reductor de hasta un 30% para sobrecargas de categoría A, B, C y D tanto para elementos horizontales (vigas) como verticales (pilares) en función de su área tributaria. Esta posibilidad no es tenida en cuenta por el programa **Tricalc**.

1.11.2.2 Viento

Este DB no cubre altitudes superiores a 2000 m, ni edificios de esbeltez superior a 6, en los que se deben considerar efectos dinámicos del viento.

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

siendo

q_b	la presión dinámica del viento;
C_e	el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción;
C_p	el coeficiente eólico de presión (si es positivo) o de succión (si es negativo), dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie.

Los edificios se comprobarán ante la acción del viento en todas direcciones (aunque haya construcciones contiguas medianeras), aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera. Para cada dirección se considerarán ambos sentidos.

La acción de viento genera además fuerzas tangenciales paralelas a la superficie. Se calculan como el producto de la presión exterior por el coeficiente de rozamiento, de valor igual a 0,01 si la superficie es muy lisa, por ejemplo de acero o aluminio, 0,02 si es rugosa como en el caso de hormigón, y 0,04 si es muy rugosa, como en el caso de existencia de ondas, nervadura o pliegues. En las superficies a barlovento y sotavento no será necesario tener en cuenta la acción del rozamiento si su valor no supera el 10% de la fuerza perpendicular debida a la acción del viento.

En cada dirección puede considerarse un único coeficiente eólico global (siempre que el edificio cuente con forjados que repartan la acción del viento entre todos los pilares) o bien uno por cada zona de fachada o cubierta expuesta al viento.

1.11.2.2.1 Coeficiente eólico de naves y construcciones diáfanas

Si el edificio presenta grandes huecos la acción de viento genera, además de presiones en el exterior, presiones en el interior, que se suman a las anteriores. El coeficiente eólico de presión interior, c_{pi} , se considera único en todos los paramentos interiores del edificio. Para la determinación de la presión interior, en edificios de una sola planta, se considerará como coeficiente de exposición el correspondiente a la altura del punto medio del hueco, salvo que exista un hueco dominante, en cuyo caso el coeficiente de exposición será el correspondiente a la altura media de dicho hueco. Si el edificio tiene varias plantas se considerará la altura media de la planta analizada. Un hueco se considera dominante si su área es por lo menos diez veces superior a la suma de las áreas de los huecos restantes.

Cuando el área de las aberturas de una fachada sea el doble de las aberturas en el resto de las fachadas del edificio, se tomará $c_{pi} = 0,75c_{pe}$; si es el triple $c_{pi} = 0,9c_{pe}$ siendo c_{pe} el coeficiente eólico de presión exterior. En casos intermedios se interpolará linealmente. En otro caso se tomarán los valores de la tabla 3.5.

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos en el edificio (Ah)											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

1.11.2.2.2 Presión dinámica del viento, q_b

De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m². En el anejo D se indica que puede calcularse, para períodos de retorno de 50 años, mediante la expresión

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

siendo

δ densidad del aire, para la que puede adoptarse el valor 1,25 kg/m³;

v_b valor básico de la velocidad del viento.

El valor de q_b y v_b puede obtenerse, para períodos de retorno de 50 años, de la siguiente tabla, función de la zona de emplazamiento del edificio (de acuerdo con el mapa definido en el DB):

Zona	v_b (m/s)	q_b (kN/m ²)
A	26	0,42
B	27	0,45
C	29	0,52

Para períodos de retorno distintos de 50 años, basta multiplicar dichos valores por el coeficiente definido en la siguiente tabla:

Período de retorno (años)	1	2	5	10	20	50	200
Coeficiente corrector	0,41	0,78	0,85	0,90	0,95	1,00	1,08

1.11.2.2.3 Coeficiente de exposición, c_e

En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 2,0. En general, el coeficiente de exposición c_e para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200 m, será:

$$c_e = F \cdot (F + 7 k)$$

$$F = k \cdot \ln (\max (z, Z) / L)$$

siendo **z** la altura a considerar, que se mide en el punto medio de la fachada a barlovento. Si el edificio se sitúa sobre un acantilado o escarpadura de más de 40° de inclinación, la altura se mide desde la base del acantilado o escarpadura. Para el resto de variables, se utiliza la siguiente tabla, función del tipo de entorno:

Nota importante: en esta tabla se incluye la modificación del CTE publicada en el BOE abril de 2009.

Grado de aspereza del entorno		Parámetro		
		k	L (m)	Z (m)
I	Borde de mar o lago con > 5 km de agua en la dirección del viento	0,156	0,003	1,0
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,010	1,0
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados (árboles)	0,19	0,050	2,0
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,300	5,0
V	Centro de negocios de grandes ciudades con profusión de rascacielos	0,24	1,000	10,0

En el programa **Tricalc** puede introducirse directamente el valor de la acción del viento descontado el coeficiente de presión / succión (es decir el valor de $q_e / c_p = q_b \cdot c_e$), o bien utilizar un asistente que obtiene dicho dato de la zona geográfica, grado de aspereza, altura a considerar y período de retorno.

Carga de viento (Mayús+w)

Dirección

	Vector:	Hipótesis:	Datos:
☐ 1	1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg+	3 w1 Viento	...
☒ 2	0,0000; 0,0000; 1,0000; Zg+	3 w1 Viento	...
☐ 3	-1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg-	25 w3 Viento	...
☐ 4	0,0000; 0,0000; -1,0000; Zg-	26 w4 Viento	...

Reparto
☒ Continua
☐ Puntual

Superficie actuante
☒ Fachada
☐ Estructura

Paneles
☐ Guardar panel de viento

Nombre:

Separación (cm)

☒ Repartir sobre barras ficticias
☐ Repartir sobre tirantes

Aceptar Cancelar Introducir >>

Viento en la dirección 2

Viento exterior
 Valor
 Acción del viento [qe / cp] (kN/m2):
 Coeficiente eólico, cp
☒ Presión ☐ Succión
 Valor
☐ Calcular según las tablas D.3 a D.6 del CTE DB SE-AE

Viento interior
 Valor
 Acción del viento [qe / cpi] (kN/m2):
 Coeficiente eólico interior, cpi
☐ Presión ☒ Succión
 Valor
 Coeficiente de rozamiento (0 - 0.1)

☐ Propagar valores al resto de direcciones

Aceptar Cancelar

Viento exterior

Datos
 Zona Eólica
 Mapa...
 Rugosidad o aspereza del terreno

 Periodo de retorno (Años)

 Altura a considerar (m)

Resultados
 Corrección por periodo de retorno
 Vb: Velocidad básica del viento (m/s)
 ce: Coeficiente de exposición
 qb: Presión básica del viento (kN/m2)
 qe/cp: Acción del viento (kN/m2)

Sí Cancelar

1.11.2.2.4 Coeficiente eólico de presión / succión, c_p

El programa **Tricalc** permite definir su valor e indicar si se debe considerar de presión o de succión, o bien utilizar un asistente para su cálculo en función de las tablas D.3 a D.6 de este DB.

Si se utiliza el asistente, el programa contempla, de entre los casos definidos en el Anejo D del CTE DB SE-AE, los más usuales: fachadas, cubiertas planas y cubiertas a un agua y a dos aguas.

Coeficiente Eólico de Presión Exterior. Tablas D.3 a D.6 del Anejo D del CTE DB SE-AE

Parámetros

h: Altura total del edificio a considerar (m) 10,00

d: Profundidad del edificio en la dirección del viento (m) 10,00

A: Área de influencia del elemento o punto (m²) 10,00

Zona del paramento

Nota: La zona a definir viene sucedida por 's' para caso de succión y 'p' para el caso de presión

Tabla D.3 Paramentos Verticales

Tabla D.4 Cubiertas planas (bordes con aristas)

Paramentos inclinados

☒ Tabla D.5 Cubiertas a un agua

a) Dirección del viento entre -45 y 45 grados

b) Dirección del viento entre 135 y 225 grados

c) Dirección del viento entre 45 y 135 grados

☐ Tabla D.6 Cubiertas a dos aguas

☐ Cubierta cóncava (alfa < 0 grados)

a) Dirección del viento entre -45 y 45 grados

b) Dirección del viento entre 45 y 135 grados

En las tablas, la variable A se refiere al área de influencia del elemento o punto considerado. El signo " indica que el valor es idéntico al de la casilla superior. Cuando se aportan dos valores de distinto signo separados, significa que la acción de viento en la zona considerada puede variar de presión a succión, y que debe considerarse las dos posibilidades. En todas las tablas puede interpolarse linealmente para valores intermedios de las variables.

Para elementos con área de influencia A, entre 1 m² y 10 m², el coeficiente de presión exterior se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$C_{pe,A} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log_{10} A$$

siendo

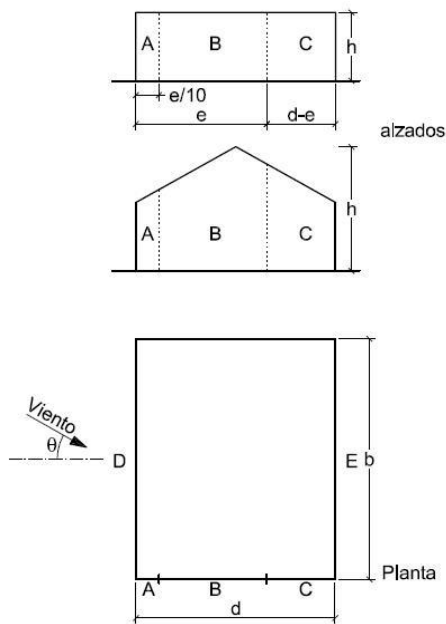
C_{pe,10} coeficiente de presión exterior para elementos con un área de influencia A ≥ 10 m²;

C_{pe,1} coeficiente de presión exterior para elementos con un área de influencia A ≤ 1 m².

Los casos contemplados por el programa son los siguientes:

■ Paramentos verticales

En **Tricalc** se utiliza este caso para planos que formen más de 75° con la horizontal.

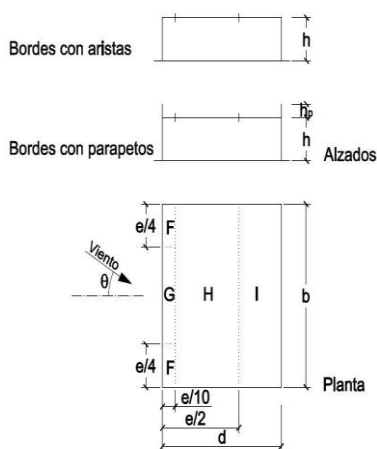


siendo $e = \min(b, 2 \cdot h)$ y $-45^\circ < \theta < 45^\circ$.

A (m ²)	h/d	Zona del edificio				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

■ Cubiertas planas

En **Tricalc** se utiliza este caso para planos que formen menos de 5° con la horizontal, considerando que el borde es una arista (es decir, no hay peto).



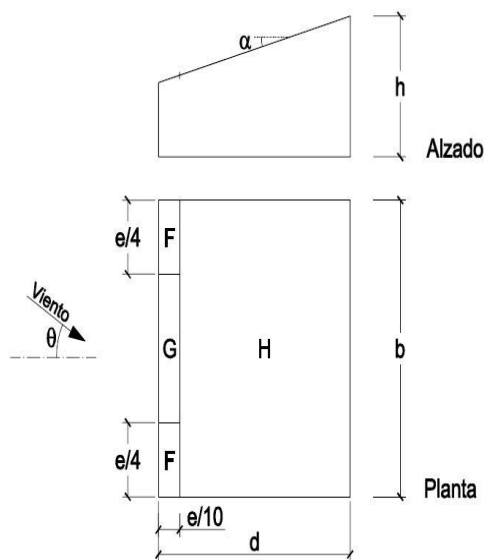
siendo $e = \min(b, 2 \cdot h)$.

Borde	A (m ²)	Zona del edificio			
		F	G	H	I
con aristas	≥ 10	-1,8	1,2	-0,7	$\pm 0,2$
	≤ 1	-2,5	2,0	1,2	$\pm 0,2$
con peto $h_p/h = 0,025$	≥ 10	-1,6	1,1	0,7	$\pm 0,2$
	≤ 1	-2,2	1,8	1,2	$\pm 0,2$

	$h_p/h = 0,05$	≥ 10	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
		≤ 1	-2,0	-1,6	-1,2	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,10$	≥ 10	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$
		≤ 1	-1,8	-1,4	-1,2	$\pm 0,2$

■ Cubierta a una agua y viento desde el alero hacia la cumbre

En **Tricalc** se utiliza este caso con planos que forman entre 5° y 75° con la horizontal y que el viento forme menos de 45° con la proyección horizontal de la línea de máxima pendiente.



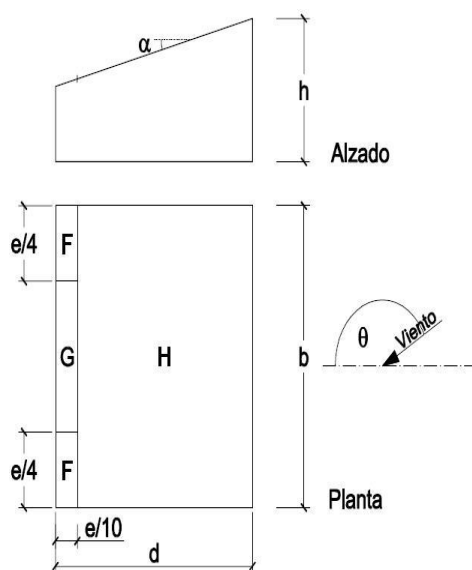
siendo $e = \min(b, 2 \cdot h)$ y $-45^\circ < \theta < 45^\circ$

Pendiente	A (m ²)	Zona del edificio		
		F	G	H
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2,0 +0,0	-1,2 +0,0
15°	≥ 10	-0,9 +0,2	-0,8 +0,2	-0,3 +0,2
	≤ 1	-2,0 +0,2	-1,5 +0,2	-0,3 +0,2
30°	≥ 10	-0,5 +0,7	-0,5 +0,7	-0,2 +0,4
	≤ 1	-1,5 +0,7	-1,5 +0,7	-0,2 +0,4

45°		-0,0	-0,0	-0,0
		+0,7	+0,7	+0,6
60°		0,7	0,7	0,7
75°		0,8	0,8	0,8

■ Cubierta a una agua y viento desde la cumbre hacia el alero

En **Tricalc** se utiliza este caso con planos que forman entre 5° y 75° con la horizontal y que el viento forme más de 135° con la proyección horizontal de la línea de máxima pendiente.



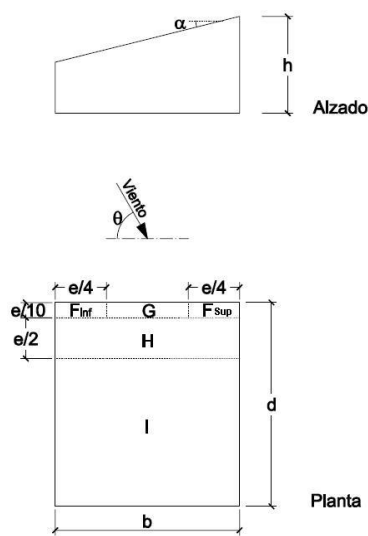
con $e = \min(b, 2 \cdot h)$ y $135^\circ < \theta < 225^\circ$

Pendiente	A (m²)	Zona del edificio		
		F	G	H
5°	≥ 10	- 2,3	- 1,3	- 0,8
	≤ 1	- 2,5	- 2,0	- 1,2
15°	≥ 10	- 2,5	- 1,3	- 0,9
	≤ 1	- 2,8	- 2,0	- 1,2
30°	≥ 10	- 1,1	- 0,8	- 0,8
	≤ 1	- 2,3	- 1,5	- 0,8
45°	≥ 10	- 0,6	- 0,5	- 0,7
	≤ 1	- 1,3	- 0,5	- 0,7
60°	≥ 10	- 0,5	- 0,5	- 0,5
	≤ 1	- 1,0	- 0,5	- 0,5

75°	≥ 10	- 0,5	- 0,5	- 0,5
	≤ 1	- 1,0	- 0,5	- 0,5

■ Cubierta a una agua y viento lateral

Tricalc utiliza este caso con planos que forman entre 5° y 75° con la horizontal y que el viento forme entre 45° y 135° con la proyección horizontal de la línea de máxima pendiente.

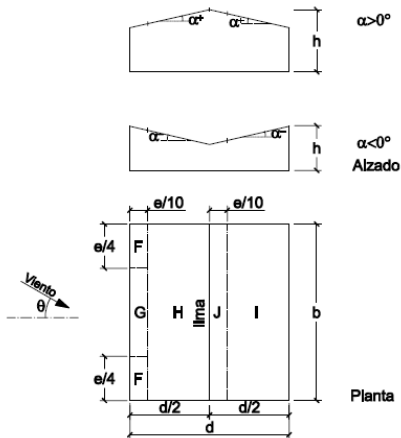


con $e = \min(b, 2 \cdot h)$ y $45^\circ < \theta < 135^\circ$

Pendiente	A (m ²)	Zona del edificio				
		F _{Inf}	F _{Sup}	G	H	I
5°	≥ 10	-2,1	-2,1	-1,8	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,4	-2,6	-2,0	-1,2	-0,5
15°	≥ 10	-1,6	-2,4	-1,9	-0,8	-0,7
	≤ 1	-2,4	-2,9	-2,5	-1,2	-1,2
30°	≥ 10	-1,3	-2,1	-1,5	-1,0	-0,8
	≤ 1	-2,0	-2,9	-2,0	-1,3	-1,2
45°	≥ 10	-1,3	-1,5	-1,4	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,4	-2,0	-1,3	-1,2
60°	≥ 10	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-0,7
	≤ 1	-2,0	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
75°	≥ 10	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-2,0	-1,3	-0,5

■ Cubiertas a dos aguas y viento frontal

Tricalc utiliza este caso con planos que forman entre -45° y 75° con la horizontal (en el caso de que $\alpha < 0^\circ$ el programa incluye la correspondiente casilla para indicarle que la cubierta es cóncava) y que el viento forme entre -45° y 45° con la proyección horizontal de la línea de máxima pendiente.



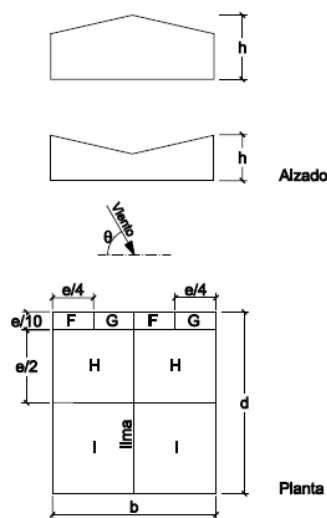
con $e = \min(b, 2 \cdot h)$ y $-45^\circ < \theta < 45^\circ$

Pendiente	A (m ²)	Zona del edificio				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
		-2,3	-1,2	-0,8	-0,6	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
		-2,5	-2	-1,2	-0,6	-0,6
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
		0,0	0,0	0,0	-0,6	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
		0,0	0,0	0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
	≤ 1	-2	-1,5	-0,3	-0,4	-1,5
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
		0,7	0,7	0,4	0,0	0,0

	≤ 1	-1,5	-1,5	-0,2	-0,4	-0,5
		0,7	0,7	0,4	0,0	0,0
45°	≥ 10	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,3
		0,7	0,7	0,6	0,0	0,0
	≤ 1	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,3
		0,7	0,7	0,6	0,0	0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

■ Cubierta a dos aguas con viento lateral

- **Tricalc** utiliza este caso con planos que forman entre -45° y 75° con la horizontal (en el caso de que $\alpha < 0^\circ$ el programa incluye la correspondiente casilla para indicarle que la cubierta es cóncava) y que el viento forme entre 45° y 135° con la proyección horizontal de la línea de máxima pendiente

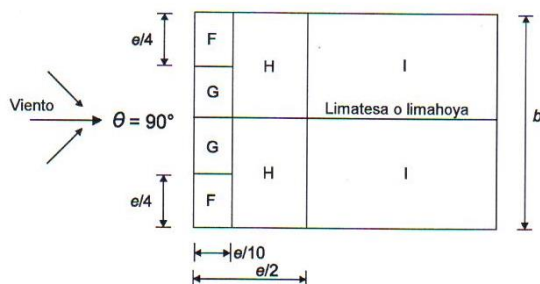


con $e = \min(b, 2 \cdot h)$ y $-45^\circ < \theta < 45^\circ$

Pendiente	A (m²)	Zona del edificio			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,8	-0,6

	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-1,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Nota importante: El dibujo mostrado corresponde a la publicación del CTE en el BOE. Por lógica, y de acuerdo con la norma UNE EN 1991-1-4:2005, las zonas F y G son erróneas, siendo correctas las siguientes:



1.11.2.3 Nieve

Los modelos de carga de este apartado sólo cubren los casos del depósito natural de la nieve. En cubiertas planas de edificios de pisos situados en localidades de altitud inferior a 1.000 m, es suficiente considerar una carga de nieve de 1,0 kN/m². En otros casos, se puede aplicar lo indicado a continuación.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot S_k$$

siendo

μ	coeficiente de forma de la cubierta, según el apartado 3.5.3 del DB. En general, puede tomarse $\mu = 1$ para cubiertas con inclinación $\leq 30^\circ$ y $\mu = 0$ para cubiertas con inclinación $\geq 60^\circ$ (para valores intermedios, interpolar linealmente). Si hay impedimento al deslizamiento de la nieve, se tomará $\mu = 1$.
s_k	valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal. En la tabla 3.7 de este DB se establece su valor para las capitales de provincia. Para otras localidades, puede usarse la tabla E.1 dependiente de la zona definida en el mapa E.2 y la altitud topográfica, ambos del anejo E de este DB.

Cuando la construcción esté protegida de la acción de viento, q_n podrá reducirse en un 20%. Si se encuentra en un emplazamiento fuertemente expuesto, el valor deberá aumentarse en un 20%.

Para el cálculo de los elementos volados de la cubierta de edificios situados en altitudes superiores a 1.000 m debe considerarse, además de la carga superficial de nieve, una carga lineal p_n , en el borde del elemento, debida a la formación de hielo, que viene dada por la expresión (donde $k = 3$ metros):

$$p_n = k \cdot \mu^2 \cdot s_k$$

1.12 Norma CTE DB SE-A

El CTE DB SE-A es el Documento Básico de Seguridad Estructural – Acero del Código Técnico de la Edificación. Está basado en la norma UNE EN 1993-1-1 (Eurocódigo 3) y sustituye a la NBE EA-95. Para las uniones entre elementos de acero (módulos **T-Connect**), no se utiliza el capítulo 8 de uniones de este DB, sino que se utiliza directamente la norma europea EN 1993-1-8:2005. Así mismo, para los perfiles abiertos conformados en frío, al no estar suficiente mente desarrollado su cálculo en este DB, se utiliza la norma europea EN 1993-1-3:2006.

1.12.1 Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia

Se adoptarán, normalmente, los siguientes valores:

$\gamma_{M0} = 1,05$	coeficiente relativo a la plastificación del material;
$\gamma_{M1} = 1,05$	coeficiente relativo a la inestabilidad;
$\gamma_{M2} = 1,25$	coeficiente relativo a la resistencia del material o elementos de unión;
$\gamma_{M3} = 1,10$	coeficiente relativo a la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados, en E.L.S.;
$\gamma_{M3} = 1,25$	coeficiente relativo a la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados, en E.L.U.;
$\gamma_{M3} = 1,40$	coeficiente relativo a la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida;

En **Tricalc** se utilizan exclusivamente los tres primeros, siendo su valor modificable por el usuario.

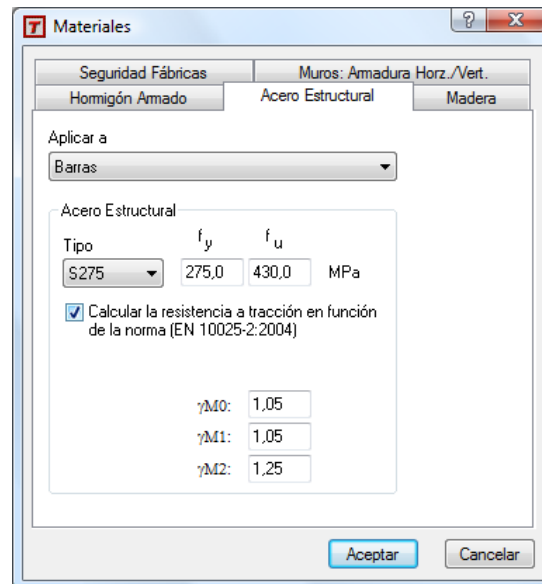
1.12.2 Materiales

Se apunta que este DB puede aplicarse, en general, a otros materiales distintos del acero (por ejemplo aluminio).

1.12.2.1 Aceros en chapas y perfiles

De acuerdo con las normas UNE EN 10025, UNE-EN 10210-1:1994 y UNE-EN 10219-1:1998, se pueden usar los aceros de la siguiente tabla.

Designación	Tensión de límite elástico fy (MPa)			Tensión de rotura fu (MPa)	Temperatura del ensayo Charpy
	t ≤ 16mm	t > 16mm t ≤ 40mm	t > 40mm t ≤ 63mm	t > 3mm t ≤ 100mm	°C
S235JR	235	225	215	360	20
S235J0					0
S235J2					-20
S275JR	275	265	255	410	20
S275J0					0
S275J2					-20
S355JR	355	345	335	470	20
S355J0					0
S355J2					-20
S355K2					-20
S450J0	450	430	410	550	0



En el programa **Tricalc** no se contempla la variación del límite elástico con el espesor de la chapa. Se establecen las siguientes características del material:

módulo de Elasticidad	E	210.000	MPa
módulo de Rigidez	G	81.000	MPa
coeficiente de Poisson	ν	0,3	
coeficiente de dilatación térmica	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	(°C) ⁻¹
densidad	P	7.850	kg/m ³

1.12.3 Análisis estructural

Si la relación entre las dos dimensiones fundamentales de la pieza sea ≤ 2 , deberán usarse modelos bidimensionales (elementos planos) en lugar de lineales (barras).

Las **luces de cálculo** de las piezas unidimensionales serán las distancias entre ejes de enlace (directrices de las piezas). En piezas embutidas en apoyos rígidos de dimensión importante en relación con su canto, puede situarse idealmente el eje en el interior del apoyo a medio canto de distancia respecto del borde libre.

1.12.3.1 Estabilidad en estructuras de acero según CTE-DB-SE-A

Los casos no cubiertos por el CTE, se han generalizado o se apoyan en lo indicado en la UNE ENV 1993-1-1 (Eurocódigo 3).

El CTE da las siguientes posibilidades:

1. Cuando, para resistir acciones horizontales, se usen sistemas triangulados o pantallas o núcleos de hormigón que aporten al menos el 80% de la rigidez frente a desplazamientos horizontales en una dirección, se puede suponer que todas las acciones horizontales son resistidas exclusivamente por el sistema de arriostramiento y, además, considerar la estructura como intraslacional. Es decir, análisis elástico lineal, sin imperfecciones, y pandeo intraslacional.

2. Se define $r = (V_{Ed} \cdot d_{H,d}) / (H_{Ed} \cdot h)$, calculado en primer orden elástico lineal. Coincide con el dato del listado de distorsión de pilares de Tricalc, aunque allí, con la nomenclatura $Q = (P \cdot d) / (V \cdot d)$.
 - 2.1. Si $0,33 > r > 0,1$ en una dirección, la estructura es traslacional. Entonces, se permiten los siguientes cálculos:
 - 2.1.1. Análisis de segundo orden incluyendo imperfecciones iniciales globales e imperfecciones iniciales de piezas. En este caso, no se considerará el pandeo de las piezas.
 - 2.1.2. Análisis de segundo orden incluyendo imperfecciones iniciales globales. En este caso, las piezas se calculan a pandeo considerando la estructura como intraslacional.
 - 2.1.3. Análisis en primer orden elástico lineal, pero multiplicando las acciones horizontales por el coeficiente de amplificación $1 / (1 - r)$. En este caso, las piezas se calculan a pandeo considerando la estructura como intraslacional.
 - 2.1.4. Análisis en primer orden elástico lineal. En este caso, las piezas se calculan a pandeo considerando la estructura como traslacional.
 - 2.2. Si $r \leq 0,1$ en una dirección, la estructura es intraslacional. Entonces, se permiten los siguientes cálculos:
 - 2.2.1. Análisis de segundo orden incluyendo imperfecciones iniciales globales e imperfecciones iniciales de piezas. En este caso, no se considerará el pandeo de las piezas.
 - 2.2.2. Análisis de segundo orden incluyendo imperfecciones iniciales globales. En este caso, las piezas se calculan a pandeo considerando la estructura como intraslacional.
 - 2.2.3. Análisis en primer orden elástico lineal. En este caso, las piezas se calculan a pandeo considerando la estructura como intraslacional. Por tanto, podemos decir que las imperfecciones locales (de pieza) sustituyen al cálculo de pandeo, y que el coeficiente de amplificación permite no considerar segundo orden, ni el caso de pandeo traslacional. De 5.4.1 (1) parece deducirse que si $c > 0,85$ tampoco es necesario considerar las imperfecciones locales (de pieza) en los métodos 2.1.1 y 2.2.1.

Tricalc permite utilizar todos los métodos descritos anteriormente tanto para las estructuras traslacionales como para las intraslacionales.

Para obtener el factor r de una planta, utilice el listado (resumido) de distorsión de pilares, englobando todos los pilares de la planta. Así, obtendrá el valor de r (Q' , en Tricalc) correspondiente a las hipótesis de viento y sismo a introducir en la pestaña '2º orden' de las opciones de pandeo. Es cierto que esto no cubre el resto de acciones horizontales, pero en general no habrá otras acciones horizontales importantes (salvo tal vez los empujes de tierras).

3. En las comprobaciones de estabilidad lateral debe tenerse en cuenta el efecto de las desviaciones geométricas de fabricación y montaje, de las tensiones residuales, de las variaciones locales de límite elástico, etc. Ello puede hacerse mediante los dos siguientes métodos:
 - 3.1. Realizar el cálculo incluyendo en la geometría de la estructura estas imperfecciones iniciales globales (Desplome) y, en los casos que sea necesario, locales.
 - 3.2. Incluir, en el sistema de cargas de la estructura, un conjunto de acciones equivalentes a estas imperfecciones iniciales que se definen en el artículo 5.4.2 de la norma CTE DB SE-A.

Tricalc permite definir estas imperfecciones, tanto globales como locales, mediante el método descrito en el apartado 3.2.

1.12.3.2 Tipos de secciones

Se definen las siguientes clases de secciones:

Clase	Tipo	Descripción

1	Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
2	Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
3	Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
4	Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

Tenga en cuenta que una misma barra, puede ser de diferente clase en cada sección (en cada punto) y para cada combinación de solicitaciones.

En función de la clase de las secciones, el tipo de cálculo será:

Clase de sección	Método para la determinación de las solicitaciones	Método para la determinación de la resistencia de las secciones
1 Plástica	Plástico o Elástico	Plástico o Elástico
2 Compacta	Elástico	Plástico o Elástico
3 Semicompacta	Elástico	Elástico
4 Esbelta	Elástico con posible reducción de rigidez	Elástico con resistencia reducida

En **Tricalc**, el método para la determinación de las solicitaciones es siempre elástico. Para la determinación de la resistencia de las secciones, será plástico (para secciones de clase 1 y 2), elástico (para secciones de clase 3) o elástico con resistencia reducida (para secciones de clase 4).

Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en los elementos comprimidos de las secciones los límites de las tablas 5.3 y 5.4. Como cada elemento comprimido de una sección (ala o alma) puede pertenecer a clases diferentes, se asignará a la sección la clase menos favorable.

La esbeltez (o delgadez, como decía la EA-95) de cada elemento plano de una sección es c/t . Para medir c se establece el siguiente criterio:

- Almas entre dos alas no de chapa plegada: distancia interior entre alas.
- Almas entre dos alas de chapa plegada: distancia interior entre alas menos t .
- Perfiles circulares huecos: diámetro exterior del perfil, d . (se utiliza d/t en lugar de c/t).

- Elementos apoyados en un solo borde (no rigidizados): distancia del apoyo al borde, descontando el acuerdo circular o la soldadora.

Las reglas del presente DB también son aplicables a los perfiles conformados en frío y de chapas plegadizas, si bien se deberá respetar un espesor mínimo de la chapa de 0,75 mm (espesor neto del acero, sin la capa de protección), y las esbelteces geométricas de los elementos planos que forman su sección transversal deberán limitarse según las indicaciones de la tabla siguiente:

Elemento	Límite
Con borde libre (no rigidizado)	$c/t \leq 30$
Con borde rigidizado por un labio (rigidizador de borde)	$c/t \leq 60$
Con borde rigidizado por un elemento con borde libre	$c/t \leq 90$
Interior de perfil conformado	$c/t \leq 250$
Interior de chapa plegada	$c/t \leq 550$

Tabla 5.3: Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos

Clase	Elementos planos			Perfiles circulares huecos
	Flexión	Compresión	Flexión compuesta	Compresión y flexión
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	$\alpha > 0,5 \rightarrow c/t \leq 396 \cdot \epsilon / (13 \cdot \alpha - 1)$ $\alpha < 0,5 \rightarrow c/t \leq 36 \cdot \epsilon / \alpha$	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	$\alpha > 0,5 \rightarrow d/t \leq 456 \cdot \epsilon / (13 \cdot \alpha - 1)$ $\alpha < 0,5 \rightarrow d/t \leq 41,5 \cdot \epsilon / \alpha$	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1 \rightarrow c/t \leq 42 \cdot \epsilon / (0,67 + 0,33 \cdot \psi)$ $\psi < -1 \rightarrow c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot (-\psi)^{1/2}$	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$

siendo

ε	$= (235/f_y)^{1/2}$;
α	es la fracción del elemento rigidizado (de canto c) que está comprimida;
σ_1, σ_2	tensión en ambos bordes, de forma que $\sigma_1 \geq \sigma_2$ y compresión implica $\sigma > 0$;
ψ	$= \sigma_2 / \sigma_1$; es la relación entre la tensión en la fibra más traccionada (<0) y la tensión de la fibra más comprimida (>0). Un valor $\psi < -1$ implica tracciones mayores que compresiones. Dado que para evaluar secciones eficaces debe haber algo comprimido, se cumple siempre que $\psi \leq 1$.

Tabla 5.4: Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en un borde y libre el otro, total o parcialmente comprimidos.

Clase	Compresión	Flexión compuesta	
		Extremo comprimido	Extremo traccionado
1	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon / \alpha$	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon / \alpha^{3/2}$
2	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon / \alpha$	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon / \alpha^{3/2}$
3	$c/t \leq 14 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot k_{\sigma}^{1/2}$	$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot k_{\sigma}^{1/2}$

siendo

k_{σ} coeficiente de abolladura, definido en la tabla 5.6.

1.12.3.3 Características de las secciones de clase 4

En caso de que alguno de los elementos planos que forman una sección transversal sea de clase 4, la reducción, debida a la abolladura, de la rigidez y de la resistencia última, se tendrá en cuenta a través de la introducción de un ancho eficaz, según la tabla 5.2.

El ancho eficaz b_{ef} de la parte comprimida de ancho b_c de un elemento plano de ancho total b , se calcula con:

$$b_{ef} = \rho \cdot b_c$$

siendo ρ un factor reductor que se calcula como:

■ Elementos rigidizados (apoyados en ambos bordes)

$$\psi \leq -3 \Rightarrow \rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \cdot \left[1 - \frac{0,055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \right] \leq 1$$

$$\psi > -3 \Rightarrow \rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \cdot \left[1 - \frac{0,055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \right] \leq 1; \text{ tomando } \bar{\lambda}_p \leq \sqrt{\frac{3+\psi}{6}}$$

■ Elementos no rigidizados (apoyados en uno de sus bordes)

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,749 \Rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,749 \Rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,188) / \bar{\lambda}_p^2$$

donde

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}}$$

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \sigma_E \quad (5.4)$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \equiv 0,9 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (5.5)$$

siendo

$\bar{\lambda}_p$ esbeltez relativa del elemento comprimido;

$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$;

b ancho del elemento plano comprimido;

t espesor de la chapa;

σ_{cr} es la tensión crítica de abolladura elástica;

k_{σ} es el coeficiente de abolladura (tabla 5.6);

Si la resistencia última de una barra se alcanza para una tensión de compresión $\sigma_b < f_y$, la determinación de b_{ef} se podrá realizar sustituyendo f_y por $(f_y \cdot \sigma_b)^{0.5}$. σ_b será la máxima tensión de compresión que soporta la sección eficaz (en régimen elástico de primer orden), pero no mayor que f_y . Esto obliga a **Tricalc** a un cálculo iterativo en el que la sección eficaz y σ_b se ajustan hasta llegar a un equilibrio.

Para el cálculo de esfuerzos, tal como permite este DB como simplificación, **Tricalc** utiliza siempre las características brutas de las secciones.

El baricentro de la sección eficaz no coincidirá, en general, con el de la sección bruta, por lo que si existe axil, se producirán momento flectores adicionales que son tenidos en cuenta en la comprobación de secciones.

La distribución del ancho eficaz de cada rectángulo en que se divide la sección, así como el valor de k_{σ} , se establece en la tabla 5.6 de este DB (no reproducida en este documento). El programa **Tricalc** calcula las características de la sección eficaz (áreas, módulos resistentes, etc) en base a estos rectángulos eficaces, lo cual es una simplificación suficientemente aproximada.

1.12.4 Estabilidad lateral global

Cuando para resistir acciones horizontales se usen sistemas triangulados o pantallas o núcleos de hormigón que aportan al menos el 80% de la rigidez frente a desplazamientos horizontales en una dirección, se dice que la estructura está arriostrada en dicha dirección. Entonces se puede suponer que todas las acciones horizontales son resistidas exclusivamente por el sistema de arriostramiento y, además, considerar la estructura como intraslacional.

En caso de traslacionalidad, deben utilizarse métodos que contemplen el desplazamiento lateral de la estructura como:

A. Cálculo de esfuerzos en 2º Orden real sin comprobación a pandeo. Para ello debe estudiarse en 2º Orden fenómenos como el pandeo lateral y el pandeo torsional mediante la subdivisión de las barras en elementos diferenciales, que no realiza Tricalc (aunque secciones como las circulares y cuadradas huecas no existe el pandeo lateral ni torsional). Deben también considerarse las imperfecciones globales (desplome) y las imperfecciones locales (en arco), ambas exclusivas de acero según CTE o EC-3. Este método por tanto no es directamente abordable en Tricalc.

B. Cálculo de esfuerzos en **2º Orden** real, y comprobación del pandeo definiendo el carácter de la estructura como intraslacional. Debe también considerarse las imperfecciones globales (desplome). Este método es el que, desde la versión 7 del programa puede utilizarse en Tricalc.

Para evaluar la traslacionalidad de una planta se puede utilizar la distorsión calculada en cálculo elástico (y que en el programa se puede consultar mediante el listado de distorsión de pilares):

$$r = (V_{Ed} \cdot \delta_{H,d}) / (H_{Ed} \cdot h)$$

siendo

H_{Ed}	valor de cálculo de las cargas horizontales totales (incluyendo las debidas a imperfecciones) en la planta considerada y en todas las superiores. Coincide con el cortante total en los pilares de la planta;
V_{Ed}	valor de cálculo de las cargas verticales totales en la planta considerada y en todas las superiores. Coincide con el axil total en los pilares de la planta;
h	altura de la planta;
$\delta_{H,d}$	desplazamiento horizontal relativo de la planta (del forjado de techo al de suelo).

Si para alguna planta $r > 0,1$, la estructura se considera traslacional, y los desplazamientos horizontales se tendrán en cuenta de alguna de las siguientes maneras:

C. Cálculo de esfuerzos en **1º Orden**, comprobación de pandeo con la estructura definida como intraslacional y uso de coeficientes de amplificación que multipliquen todas las acciones horizontales por el valor $1 / (1 - r)$. Este método puede utilizarse también en Tricalc 7.0, y era el único utilizado en versiones anteriores para considerar algún efecto de 2º Orden de forma simplificada.

D. Cálculo de esfuerzos en **1º Orden** y definición de la estructura como traslacional. Este método puede utilizarse en Tricalc 7.0, y era el utilizado en versiones anteriores. Sus resultados son menos ajustados que el método descrito en **B**.

El programa **Tricalc** permite utilizar el segundo, tercer o cuarto procedimiento. En el caso del tercer procedimiento, es posible definir (coeficientes de amplificación diferentes para viento y sismo.

En ningún caso debe ser $r > 0,33$.

1.12.5 Estados Límite Últimos

Se comprobará que las tensiones de cálculo, combinadas conforme al criterio de plastificación de Von Mises, superen la resistencia de cálculo. En un punto de una chapa sometido a un estado plano de tensión sería:

$$\sqrt{\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd} \cdot \sigma_{zd} + 3 \cdot \tau_{xzd}^2} \leq f_{yd}$$

No se considera aumento del límite elástico por conformado en frío o medios similares.

1.12.5.1 Resistencia de las secciones

La capacidad resistente de las secciones depende de su clase. Para secciones de clase 1 y 2 la distribución de tensiones se escogerá atendiendo a criterios plásticos (en flexión se alcanza el límite elástico en todas las fibras de la sección). Para las secciones de clase 3 la distribución seguirá un criterio elástico (en flexión se alcanza el límite elástico sólo en las fibras extremas de la sección) y para secciones de clase 4 este mismo criterio se establecerá sobre la sección eficaz.

1.12.5.1.1 Resistencia de las secciones a tracción

Se cumplirá, con $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$:

$$N_{t,Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

1.12.5.1.2 Resistencia de las secciones a corte

En ausencia de torsión, se considera la resistencia plástica:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

siendo A_V el área resistente a cortante, que el programa toma de la base de datos de perfiles, con $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$.

1.12.5.1.3 Resistencia de las secciones a compresión sin pandeo

Se cumplirá

$$N_{c,Ed} \leq N_{c,Rd}$$

La resistencia de la sección, será, para secciones clase 1, 2 o 3 (con $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$):

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

Para secciones clase 4 (con $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$):

$$N_{c,Rd} = N_{u,Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd}$$

Resistencia de las secciones a flexión

Se cumplirá

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

La resistencia de la sección será (con $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$):

La resistencia plástica de la sección bruta, para secciones de clase 1 o 2.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd}$$

La resistencia elástica de la sección bruta, para secciones de clase 3.

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd}$$

La resistencia elástica de la sección eficaz, para secciones de clase 4.

$$M_{c,Rd} = M_{0,Rd} = W_{ef} \cdot f_{yd}$$

siendo

W_{pl} módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión;

W_{el} módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión;

W_{ef} módulo elástico de la sección eficaz (correspondiente a la fibra con mayor tensión).

Resistencia de las secciones a torsión

Deberán considerarse las tensiones tangenciales debidas al torsor uniforme, $\tau_{t,Ed}$, así como las tensiones normales $\sigma_{w,Ed}$ y tangenciales $\tau_{w,Ed}$ debidas al bimomento y al esfuerzo torsor de alabeo.

En ausencia de cortante, se considera:

$$T_{Ed} \leq T_{c,Rd}$$

$$T_{c,Rd} = W_T \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

siendo W_T el módulo resistente a torsión, que el programa toma de la base de datos de perfiles, con $f_{yd} = f_y / \gamma_{MO}$.

Interacción de esfuerzos en secciones

Normalmente, en una misma sección y combinación de acciones, se dan varias solicitaciones simultáneamente. Este DB considera los siguientes casos:

Flexión compuesta sin cortante ni pandeo. Puede usarse, conservadoramente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad (\text{secciones de clase 1 y 2})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad (\text{secciones de clase 3})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{0,Rdz}} \leq 1 \quad (\text{secciones de clase 4})$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{MO}$$

siendo

e_N desplazamiento del centro de gravedad según el eje correspondiente de la sección eficaz respecto a la sección bruta.

Flexión y cortante. Si $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{c,Rd}$, se comprobará que:

$$M_{Ed} \leq M_{V,Rd}$$

$$M_{V,Rd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_{yd} \not\geq M_{0,Rd} \quad \text{para secciones I o H con flexión y cortante en el plano del alma}$$

$$M_{V,Rd} = W_{pl} \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd} \not\geq M_{0,Rd} \quad \text{para el resto de casos} \quad (6.12.b)$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (6.13)$$

Flexión, axil y cortante sin pandeo. Si $V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{c,Rd}$, basta considerar el caso 'Flexión compuesta sin cortante ni pandeo'. En caso contrario, se utilizará también dicho caso, pero el área de cortante se multiplicará por $(1 - \rho)$, tomando ρ del caso anterior.

Cortante y torsión. En la resistencia a cortante se empleará la resistencia plástica a cortante reducida por la existencia de tensiones tangenciales de torsión uniforme:

$$V_{c,Rd} \leq V_{pl,T,Rd}$$

En secciones huecas cerradas:

$$V_{pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yd} / \sqrt{3}} \right) V_{pl,Rd}$$

Resistencia de las barras

La esbeltez reducida será, como máximo:

3,0 en las barras principales.

4,0 en las barras de arriostramiento.

Además de las comprobaciones a nivel de sección, deben realizarse las siguientes comprobaciones a nivel de barra completa.

Tracción

Se permite despreciar los flectores debidos al peso propio de las barras de menos de 6 m; los debidos al viento sobre barras de vigas trianguladas; y los debidos a la excentricidad de barras de arriostramiento.

Compresión y pandeo

Se cumplirá que

$$N_{c,Rd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{c,Rd} \leq N_{b,Rd}$$

siendo

$N_{c,Rd}$ resistencia a compresión;

$N_{pl,Rd}$ resistencia plástica a compresión de la sección bruta, calculada según lo indicado en el apartado de resistencia de las secciones;

$N_{b,Rd}$ resistencia última a pandeo, comprobada en cada posible plano de flexión. Este DB no cubre el pandeo por torsión.

La resistencia a pandeo por flexión en compresión centrada puede calcularse con:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

siendo

A área de la sección si es de clase 1, 2 o 3; área eficaz, A_{ef} , si es de clase 4;

χ coeficiente de reducción del modo de pandeo a considerar;

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Para secciones constantes y axil constante, la esbeltez reducida es

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

donde

E módulo de elasticidad;

I momento de inercia según el plano considerado;

L_k longitud de pandeo. En la tabla 6.1 se indica sus valores en casos simples: $1,0 \cdot L$ para barra biarticulada, $0,5 \cdot L$ para biempotrada, ...

El coeficiente de reducción por pandeo es

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \geq 1$$

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

siendo

α coeficiente de imperfección elástica, que puede tomarse de la tabla:

Curva de pandeo	α_0	a	b	c	d
α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

La curva de pandeo a utilizar se indica en la tabla siguiente (de la tabla existente en el DB sólo se indican los casos contemplados por **Tricalc**):

Tipo de sección	Límites		Eje de pandeo de Tricalc	Curva de pandeo	
				S235 a S355	S450
En I laminadas	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	(Zp)	a	α_0
			(Yp)	b	α_0
		40 mm $< t_f \leq 100$ mm	(Zp)	b	a
			(Yp)	c	a
		$t_f \leq 100$ mm	(Zp)	b	a

Tipo de sección	Límites		Eje de pandeo de <i>Tricalc</i>	Curva de pandeo	
				S235 a S355	S450
	h/b ≤ 1,2		(Yp)	c	a
		t _f > 100 mm	(Zp)	d	c
			(Yp)	d	c
Secciones huecas	Conformada en frío		cualquiera	c	c
Secciones en U, T y rect. O circ. macizas			cualquiera	c	c
Secciones en L			cualquiera	b	b

En el caso de barras de sección variable (cartelas), se considera una inercia equivalente de la barra de acuerdo con la tabla 6.4 (no reproducida aquí).

La longitud de pandeo L_k de un tramo de pilar de longitud L unido rígidamente a las demás piezas de una estructura considerada **intraslacional** puede obtenerse de:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}$$

La longitud de pandeo de un tramo de pilar unido rígidamente a las demás piezas de una estructura considerada **traslacional** puede obtenerse de:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,60 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \quad (6.25)$$

(Recuerde que si se han utilizado los coeficientes de amplificación para el estudio de 2º orden, la estructura debe considerarse intraslacional)

Los coeficientes de distribución, η , se obtienen de:

$$\eta_1 = (K_c + K_1) / (K_c + K_1 + K_{11} + K_{12})$$

$$\eta_2 = (K_c + K_2) / (K_c + K_2 + K_{21} + K_{22})$$

donde

K_c coeficiente de rigidez del pilar a estudio, $E \cdot I / L$;

K_{ij} coeficiente de rigidez eficaz de las vigas (extremo i, lado j);

K_1 coeficiente de rigidez del pilar superior;

K_2 coeficiente de rigidez del pilar inferior.

El DB establece unas expresiones para reducir la rigidez de las vigas en función del axil que soportan y de su curvatura en ambos extremos, no contemplado en **Tricalc**.

Pandeo lateral

La flexión puede producir pandeo lateral, asociada o no con abolladura de elementos comprimidos. No será necesario comprobar el pandeo lateral si el ala comprimida se arriostra cada no mas de 40 veces el radio de giro mínimo de la sección.

Sólo se contempla el pandeo lateral para la flexión en el plano del alma (el eje 'fuerte' de la sección, en general). Las expresiones aquí reproducidas corresponden al criterio de ejes del CTE DB SE-A, cuya correspondencia con los ejes principales de **Tricalc** es:

Eje	DB	Tricalc
Longitudinal de la barra	X	Xp
Paralelo a las alas	Y	Zp
Paralelo al alma	Z	Yp

Esta comprobación es opcional en **Tricalc** y sólo se realiza en vigas y diagonales.

Se comprobará que $M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$. En el caso de barras traccionadas y flectadas, el momento M_{Ed} podrá sustituirse por $M_{ef,Ed}$ para esta comprobación de acuerdo con la expresión:

$$M_{ef,Ed} = W \cdot [M_{Ed}/W - N_{t,Ed}/A]$$

El momento resistente de pandeo lateral será:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \geq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

donde

W_y módulo resistente de la sección, según su clase

= $W_{pl,y}$ para secciones de clase 1 y 2;

= $W_{el,y}$ para secciones de clase 3;

= $W_{ef,y}$ para secciones de clase 4;

χ_{LT} factor reductor por pandeo lateral;

$\bar{\lambda}_{LT}$ esbeltez relativa frente al pandeo lateral;

α_{LT} factor de imperfección lateral, obtenido de la tabla 6.10;

M_{cr} momento crítico elástico de pandeo lateral. El momento crítico elástico de pandeo lateral se determinará según la teoría de la elasticidad, por ejemplo de acuerdo con 6.3.3.3. (no reproducido en este documento).

Tabla 6.10 Factor de imperfección α_{LT} (se indican sólo los casos contemplados en **Tricalc**)

Elemento	Límites	Curva de pandeo	α_{LT}
Perfil con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34
Elementos con otras secciones	-	d	0,76

Abolladura del alma por cortante

Esta comprobación es opcional en **Tricalc** y sólo se realiza en vigas y diagonales.

No será necesario comprobar la abolladura del alma si se cumple que:

$$d / t < 70 \cdot \varepsilon$$

Si hay rigidizadores del alma (al menos en sus extremos) la expresión anterior queda:

$$d / t < 30 \cdot \varepsilon \cdot k_{\tau}^{1/2} \quad (6.36)$$

siendo

d, t la altura y espesor del alma;

$$\varepsilon = (235 \text{ MPa} / f_y)^{1/2};$$

$$k_{\tau} = 4 + 5,34 / (a/d)^2 \text{ si hay rigidizadores separados una distancia } a < d;$$

$$= 5,34 + 4 / (a/d)^2 \text{ si hay rigidizadores separados una distancia } a \geq d;$$

$$= 5,34 \text{ si hay rigidizadores sólo en las secciones extremas;}$$

La inercia del rigidizador más una porción de alma de longitud $15 \cdot t_w \cdot \varepsilon$ a cada lado del rigidizador, respecto a su eje principal paralelo a la directriz de la barra cumplirá:

$$I_s \geq 1,5 \cdot d^3 \cdot t^3 / a^2, \text{ si } (a/d)^2 < 2$$

$$I_s \geq 0,75 \cdot d \cdot t^3, \text{ si } (a/d)^2 \geq 2$$

La resistencia a abolladura por cortante será:

$$V_{b,Rd} = d \cdot t \cdot \tau_b / \gamma_{M1}$$

$$\bar{\lambda}_w \leq 0,8 \quad \Rightarrow \quad \tau_b = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,2 \quad \Rightarrow \quad \tau_b = (1 - 0,625 \cdot (\bar{\lambda}_w - 0,8)) \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\bar{\lambda}_w \geq 1,2 \quad \Rightarrow \quad \tau_b = \frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{cr}}} = \frac{d/t}{37,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}$$

siendo $\bar{\lambda}_w$ la esbeltez del alma.

Cada rigidizador intermedio se dimensionará como un soporte solicitado por el esfuerzo de compresión:

$$N_{Ed} = V_{Ed} - V_{b,Rd} \geq 0$$

La sección resistente incluirá el rigidizador más una anchura de alma a cada lado del rigidizador, igual a $10 \cdot t_w \cdot \varepsilon$. La verificación de la seguridad estructural del rigidizador se llevará a cabo de acuerdo con los métodos del apartado 6.3.2, utilizando la curva de pandeo c con una longitud de pandeo de 0,8 d.

Compresión y flexión con pandeo

Las expresiones aquí reproducidas corresponden al criterio de ejes del CTE DB SE-A, cuya correspondencia con los ejes principales de **Tricalc** es:

Eje	DB	Tricalc
Longitudinal de la barra	X	Xp
Paralelo a las alas	Y	Zp
Paralelo al alma	Z	Yp

Para toda pieza se comprobará:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, si no hay pandeo por torsión (secciones cerradas):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, si hay pandeo por torsión (secciones abiertas):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

donde

N_{Ed} axil máximo de compresión de la pieza, en valor absoluto;

$M_{y,Ed}$; $M_{z,Ed}$ momentos máximos de la pieza en valor absoluto, aunque no se produzcan en la misma sección;

$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$;

A^* , W_y , W_z ver tabla 6.12;

α_y , α_z ver tabla 6.12;

χ_y , χ_z coeficientes de pandeo en cada eje;

χ_{LT} coeficiente de pandeo lateral; si no hay pandeo por torsión, $\chi_{LT} = 1$;

$e_{N,y}$, $e_{N,z}$ desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas con secciones de clase 4;

k_y , k_z , k_{yLT} coeficientes de interacción de acuerdo con la tabla 6.9;

$c_{m,y}$, $c_{m,z}$ factores de momento flector uniforme equivalente en función de la forma del diagrama de momentos flectores entre puntos arriostrados. Si la estructura es traslacional (longitud de pandeo > longitud de la barra), $c_m = 0,9$; en caso contrario, ver la tabla 6.14 de este DB, no reproducida en este documento;

Tabla 6.9. Coeficientes de interacción en función de la peor clase del perfil

Clase	Tipo de sección	k_y	k_z	k_{yLT}
1 y 2	I, H, abiertas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}$
	Hueca delgada		$1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}$	$0,6 + \bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}$

Tabla 6.12. Términos de comprobación en función de la peor clase del perfil

Clase	A*	W_y	W_z	α_y	α_z	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1 y 2	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
3	A	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	0,8	1,0	0	0
4	A_{ef}	$W_{ef,y}$	$W_{ef,z}$	0,8	1,0	según pieza y tensiones	según pieza y tensiones

Estados Límite de Servicio

Para las deformaciones (flecha y desplome) véase lo indicado en el CTE DB SE.

El DB hace referencia a las vibraciones y a la fatiga, pero éstas no son contempladas en **Tricalc**.

El cálculo de deformaciones (flechas) en el Código Técnico de la Edificación es bastante diferente al que se realizaba con la NBE EA-95, por lo que ya no es tan directo obtener la flecha de una barra dividida en trozos a partir del listado de desplazamientos de los nudos.

Flechas en CTE DB SE

En el apartado '4.3.3.1 Flechas' del CTE DB SE, se definen tres tipos de flecha relativa a tener en cuenta:

Para la **Integridad**, para las combinaciones características, para deformaciones después de la puesta en obra del elemento dañable.

Para el **Confort**, para las combinaciones características, acciones de corta duración (es decir, flecha de las sobrecargas).

Para la **Apariencia**, para las combinaciones casi permanentes.

En el acero, al contrario de lo que ocurre con hormigón y madera, no se tiene en cuenta la fluencia del material. Es decir, la flecha de una viga de acero con carga constante no aumenta con el tiempo. Debido a ello, los casos de integridad y confort pueden suponerse equivalentes (realmente la diferencia está en que en el primer caso habría que añadir a la flecha del segundo caso, la flecha instantánea de la carga permanente que se coloque después de la tabiquería).

De esta forma, **Tricalc** calcula la flecha de una viga como:

Para la Integridad y Confort, la flecha instantánea de las sobrecargas con las combinaciones características en estado límite de servicio. Intervienen por tanto las cargas gravitatorias (hipótesis 1, 2, 7, 8, 9 y 10), móviles (hipótesis 11 a 20), viento (hipótesis 3, 4, 25 y 26), nieve (hipótesis 22) y temperatura (hipótesis 21).

Para la apariencia, la flecha instantánea de todas las cargas (salvo sismo y accidentales) con las combinaciones casi permanentes.

Combinaciones de acciones para la flecha

Para la flecha, por tanto, intervienen las siguientes combinaciones de Estados Límite de Servicio:

Combinación de acciones **característica**, para acciones de corta duración que pueden ser irreversibles.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.6)$$

Combinación de acciones **casi permanente**, para acciones de larga duración.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.8)$$

Como **caso simplificado** (pero muy habitual), como en el programa no interviene el pretensado y tampoco las cargas permanentes para la integridad ni confort, y si sólo hay sobrecargas gravitatorias en hipótesis 1 y 2, se tiene:

Para la flecha por Integridad o Confort

$$Q_{k,1}$$

Para la flecha por Apariencia

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Ejemplo

Como ejemplo sencillo, estudiemos el caso de una estructura tipo portería de fútbol pero con el dintel biarticulado y los postes de diferente sección (para provocar un descenso desigual en ambos lados de la viga). Estudiaremos la misma estructura pero con el dintel dividido por la mitad.

Los datos son:

Dintel de 6 metros, sección _HE 300AA ($I_z = 13.800 \text{ cm}^4$)

Postes de 3 metros, uno de sección _HE 100A y otro _HE 300AA

Carga en el dintel de 10 kN/ml en hipótesis 0 + 20 kN/ml en hipótesis 1, sin tener en cuenta el peso propio de las barras.

Para la sobrecarga, $\psi_2 = 0,60$.

Acero con $E = 210 \text{ GPa}$

Flecha de la viga completa

La flecha instantánea de una viga biapoyada es

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Para la integridad y confort, la carga q es q = q₁ = 20 kN/m = 20 N/mm. La flecha será

$$f = 5 \cdot 20 \text{ N/mm} \cdot (6.000 \text{ mm})^4 / (384 \cdot 210.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 138.000.000 \text{ mm}^4) = \mathbf{11,646 \text{ mm}}$$

Para la apariencia, la carga q es q = g + 0,6·q₁ = 10 N/mm + 0,6·20 N/mm = 22 N/mm.

$$f = 5 \cdot 22 \text{ N/mm} \cdot (6.000 \text{ mm})^4 / (384 \cdot 210.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 138.000.000 \text{ mm}^4) = \mathbf{12,811 \text{ mm}}$$

En el programa, se obtiene

Viga 5 (_HE-300AA) 600cm Flecha ins. Yp/Zp(+1,165;-0,000) / (-0,000;-0,000) [F.Adm.=+1,714]

Viga 5 (_HE-300AA) 600cm Flecha dif. Yp/Zp(+1,281;-0,000) / (-0,000;-0,000) [F.Adm.=+2,000]

Como se ve, el resultado manual coincide exactamente con el obtenido por **Tricalc**.

Flecha de la viga dividida por su mitad

Para obtener la flecha en el caso de la viga dividida por su mitad, se parte de los listados de los listados de desplazamientos completos de ambos extremos y del nudo central correspondientes a los Estados Límite Último de acero (el nudo 8 es el del centro de vano):

Desplazamientos. Ejes generales, Acero, E.L.S., sin mayorar

NN Tipo HIP Id Dx(cm) Dy(cm) Dz(cm) Gx(rad) Gy(rad) Gz(rad)

7 _____ **0 G** +0,000 -0,010 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

7 _____ **1 Q1** +0,000 -0,020 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

7 _____ **M+** +0,000 +0,000 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

7 _____ **M-** +0,000 -0,030 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

8 _____ **0 G** +0,000 -0,589 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

8 _____ **1 Q1** +0,000 -1,177 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

8 _____ **M+** +0,000 +0,000 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

8 _ _ _ _ _ M- +0,000 -1,766 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

9 _ _ _ _ _ 0 G +0,000 -0,002 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

9 _ _ _ _ _ 1 Q1 +0,000 -0,005 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

9 _ _ _ _ _ M+ +0,000 +0,000 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

9 _ _ _ _ _ M- +0,000 -0,007 +0,000 +0,0000 +0,0000 +0,0000

Para la integridad y confort, los desplazamientos a considerar son:

$$D_{y,izq} = D_{y,1,NN7} = -0,020 \text{ cm}$$

$$D_{y,med} = D_{y,1,NN8} = -1,177 \text{ cm}$$

$$D_{y,der} = D_{y,1,NN9} = -0,005 \text{ cm}$$

La flecha será entonces

$$f = D_{y,med} - 0,5 \cdot (D_{y,izq} + D_{y,der}) = -1,177 \text{ cm} - 0,5 \cdot (-0,020 \text{ cm} - 0,005 \text{ cm}) = \mathbf{-1,165 \text{ cm}}$$

Para la apariencia, los desplazamientos a considerar son:

$$D_{y,izq} = D_{y,0,NN7} + 0,6 \cdot D_{y,1,NN7} = -0,010 \text{ cm} - 0,60 \cdot 0,020 \text{ cm} = -0,022 \text{ cm}$$

$$D_{y,med} = D_{y,0,NN8} + 0,6 \cdot D_{y,1,NN8} = -0,589 \text{ cm} - 0,60 \cdot 1,177 \text{ cm} = -1,295 \text{ cm}$$

$$D_{y,der} = D_{y,0,NN9} + 0,6 \cdot D_{y,1,NN9} = -0,002 - 0,60 \cdot 0,005 \text{ cm} = -0,005 \text{ cm}$$

La flecha será entonces

$$f = D_{y,med} - 0,5 \cdot (D_{y,izq} + D_{y,der}) = -1,295 \text{ cm} - 0,5 \cdot (-0,022 \text{ cm} - 0,005 \text{ cm}) = \mathbf{-1,282 \text{ cm}}$$

Como se ve, en este caso el resultado manual coincide prácticamente con el obtenido a partir de los desplazamientos dados por **Tricalc**.

1.13 Norma CTE DB SE-C

El CTE DB SE-C es el Documento Básico de Seguridad Estructural – Cimientos del Código Técnico de la Edificación. Sustituye y amplía a algunos capítulos de la NBE AE-88.

Este DB se refiere a la seguridad con respecto al terreno. La seguridad del propio cimiento o elemento de contención se rige por su DB particular o en su caso, la EHE-08.

1.13.1 Bases de cálculo

Se definen los siguientes coeficientes parciales de seguridad:

γ_E	coeficiente parcial para el efecto de las acciones;
γ_F	coeficiente parcial para las acciones;
γ_M	coeficiente parcial para las propiedades de los materiales;
γ_R	coeficiente parcial de resistencia.

1.13.1.1 Estados Límite Últimos

En general, las combinaciones a utilizar son las establecidas en el DB-SE para Estados Límite Últimos, pero asignando el valor unidad a todos los coeficientes parciales para las acciones permanentes y variables desfavorables y cero para las acciones variables favorables (γ_F). Al ser sin mayorar, estas combinaciones son idénticas a las indicadas por EHE-08.

El valor de los coeficientes parciales se fija en la siguiente tabla

Tipo		Persistente/transitoria				Extraordinaria			
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F	γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Hundimiento		3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0	2,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
Deslizamiento		1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0	1,1 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
Vuelco ⁽²⁾	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0	1,0	1,0	0,9	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0	1,0	1,0	1,2	1,0
Estabilidad global		1,0	1,8	1,0	1,0	1,0	1,2	1,0	1,0
Capacidad estructural		--- ⁽⁴⁾	--- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0	--- ⁽⁴⁾	--- ⁽⁴⁾	1,0	1,0
Pilotes	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0	2,3	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0	2,3	1,0	1,0	1,0

Tipo		Persistente/transitoria				Extraordinaria			
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F	γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Pantallas y muros de sótano o contención	Estabilidad del fondo	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0	---	---	--	---
	de la excavación	1,0	2,0	1,0	1,0	---	---	-	---
	Sifonamiento							--	
								-	
	Rotación o traslación	1,0	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0	1,0	1,0		1,0
	Equilibrio límite	1,0	1,0		1,0	1,0	1,0	0,8	1,0
	Modelo de Winkler	1,0	1,5	0,6 ⁽⁷⁾	1,0	1,0	1,2	0,8	1,0
	Elementos finitos			1,0				1,0	

⁽¹⁾ Pilotes: para métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo); para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hinca con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar $\gamma_R = 2,0$ en situación persistente o transitoria y $\gamma_R = 1,5$ en situación extraordinaria.

⁽²⁾ De aplicación en cimentaciones directas y muros.

⁽³⁾ En cimentaciones directas, salvo justificación en contrario, no se considerará el empuje pasivo.

⁽⁴⁾ Los correspondientes de los DB de los diferentes materiales o la instrucción EHE.

⁽⁵⁾ Aplicable a elementos de hormigón (EHE) con nivel de control de ejecución intenso o normal. Para el nivel reducido y situaciones persistentes o transitorias, tomar $\gamma_E = 1,8$. **Nota importante:** Este valor no se ha actualizado con la publicación de la EHE-08. Entendemos que un valor de $\gamma_E = 1,45$ puede ser adecuado para el cálculo estructural del cimiento según EHE-08.

⁽⁶⁾ Tomar $\gamma_M = 2,0$ si no existen edificios o servicios sensibles a los movimientos en las proximidades de la pantalla.

⁽⁷⁾ Afecta al empuje pasivo.

En **Tricalc** no se distingue entre situaciones persistentes, transitorias o extraordinarias. Los valores por defecto definidos en el programa corresponden a las situaciones persistentes.

Se establecen dos comprobaciones de Estados Límite Últimos:

■ El **equilibrio** (o vuelco) se verifica mediante:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

■ La **resistencia** se verifica mediante:

$$E_d \leq R_d$$

1.13.1.2 Estados Límite de Servicio

Se definen los siguientes parámetros a verificar:

- asiento, s : descenso de cualquier punto de la cimentación de un edificio;
- asiento diferencial, δs : diferencia de asiento entre dos puntos cualesquiera de la cimentación;
- distorsión angular, β : asiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia que les separa;
- inclinación, ω : ángulo respecto a la vertical de la línea que define la posición deformada de la cimentación;
- desplazamiento horizontal, x : movimiento horizontal de cualquier punto de la cimentación;
- desplazamiento horizontal diferencial, δx : diferencia de movimiento horizontal entre dos puntos;
- distorsión horizontal, ε : desplazamiento horizontal diferencial de dos puntos entre la distancia que los separa.

A falta de valores especificados en proyecto, basta comprobar la distorsión angular producida, que no superará los siguientes valores límite:

Tipo de estructura	Límite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

Para ello podrán utilizarse las combinaciones de Estado Límite de Servicio establecidas en el DB-SE, o bien las mismas que para el hundimiento (es decir, las de Estado Límite Último con coeficientes de seguridad unidad).

En **Tricalc** no se calculan los asientos sufridos por la cimentación.

1.13.2 Cimentaciones directas

Suelen denominarse también cimentaciones superficiales. Son las zapatas (aisladas, combinadas o corridas), los pozos de cimentación, los emparrillados y las losas.

Deberán verificarse los Estados Límite Últimos de

- hundimiento;
- deslizamiento;
- vuelco;
- estabilidad global;
- capacidad estructural del cimiento.

En el programa **Tricalc**, los de vuelco y deslizamiento son opcionales; el de estabilidad global no se considera.

Deberán verificarse los Estados Límite de Servicio de

- movimientos del terreno compatibles con la estructura;
- movimientos del terreno compatibles con edificaciones colindantes.

En el programa **Tricalc**, no se realizan estas comprobaciones.

1.13.2.1 Resistencia al hundimiento

En terrenos granulares drenados, o cualquier tipo de terreno a largo plazo, la resistencia al hundimiento se evalúa con las tensiones efectivas y los parámetros efectivos ϕ' y c' .

En terrenos saturados y a corto plazo (situaciones transitorias), la resistencia al hundimiento se evalúa con las tensiones totales y los parámetros totales ϕ y c (en general, con $\phi = 0$ y $c = c_u$).

En el programa **Tricalc** sólo se realizan comprobaciones a largo plazo en tensiones efectivas, lo que en general está del lado de la seguridad.

1.13.2.1.1 Área equivalente de un cimiento

Este DB considera que la tensión sobre el terreno transmitida por una zapata es de valor uniforme pero restringida a su área equivalente, definida como la máxima sección cobaricéntrica con la componente vertical de la resultante de la sollicitación en la base del cimiento. En zapatas rectangulares $B \times L$ equivale a considerar una zapata equivalente $B^* \times L^*$, con

$$B^* = B - 2 \cdot e_B$$

$$L^* = L - 2 \cdot e_L$$

siendo

e_B, e_L excentricidades de la resultante respecto al baricentro de la zapata. A estos efectos, en zapatas rectangulares se puede despreciar una excentricidad si es menor de 1/20 del lado correspondiente.

Si la zapata está unida a vigas centradoras u otros elementos de centrado, el área equivalente podrá ser el área total del cimiento.

1.13.2.1.2 Determinación de la presión de hundimiento mediante métodos analíticos

La presión de hundimiento de una cimentación directa vendrá definida por la ecuación siguiente, que podrá expresarse en presiones totales o efectivas, brutas o netas.

$$q_h = c_k \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot t_c + q_{0k} \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot t_q + 1/2 \cdot B^* \cdot \gamma_k \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot t_\gamma \quad (4.8)$$

siendo

q_h	presión de hundimiento o resistencia característica del terreno R_k ;
q_{0k}	presión vertical característica alrededor del cimiento al nivel de su base;
c_k	valor característico de la cohesión del terreno;
B^*	ancho (menor dimensión) equivalente del cimiento;
γ_k	peso específico característico del terreno por debajo de la base del cimiento;
N_c, N_q, N_γ	factores de capacidad de carga. Son adimensionales y dependen exclusivamente del valor característico del ángulo de rozamiento interno característico del terreno (ϕ_k). Se denominan respectivamente factor de cohesión, de sobrecarga y de peso específico;

d_c, d_q, d_γ	coeficientes correctores de influencia para considerar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la base del cimiento. Se denominan factores de profundidad;
s_c, s_q, s_γ	coeficientes correctores de influencia para considerar la forma en planta del cimiento;
i_c, i_q, i_γ	coeficientes correctores de influencia para considerar el efecto de la inclinación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical;
t_c, t_q, t_γ	coeficientes correctores de influencia para considerar la proximidad del cimiento a un talud.

Los valores de estos parámetros se establecen en el apartado 1.1 del anejo F de este DB y no se reproducen en este documento. **Tricalc** utiliza estas expresiones, con las siguientes particularidades:

- No se utilizan los coeficientes de proximidad a taludes, t_c, t_q, t_γ .
- Se calcula la presión de hundimiento en condiciones de tensiones efectivas, que es la adecuada para situaciones persistentes (en las que se suponen disipados los excesos de presión intersticial generados por las acciones actuantes sobre la cimentación).

La tensión admisible del terreno, será entonces la presión de hundimiento afectada por el correspondiente factor de seguridad al hundimiento, es decir:

$$\sigma_{adm} = q_h / \gamma_R$$

siendo γ_R definible por el usuario (su valor por defecto definido en este DB es $\gamma_R = 3,0$).

El programa **Tricalc** permite utilizar esta expresión analítica para obtener la tensión admisible en zapatas aisladas, zapatas combinadas, muros de sótano y contención y muros resistentes (que para un mismo cimiento será diferente para cada combinación de acciones considerada) o bien definir explícitamente la tensión admisible a utilizar. En cualquier caso, en el listado de zapatas y de muros aparece la tensión admisible utilizada para el dimensionamiento del cimiento.

1.13.2.2 Resistencia al deslizamiento

Como resistencia al deslizamiento de una cimentación directa puede utilizarse el rozamiento:

$$\tau = \alpha' + \sigma \cdot \operatorname{tg} \delta'$$

siendo

α' adherencia terreno – cimiento (componente cohesiva del rozamiento).

δ' ángulo de rozamiento terreno – cimiento (componente friccionante del rozamiento).

En tensiones efectivas (terrenos drenados o a largo plazo) debe considerarse $\alpha' = 0$ y $\delta' = \frac{3}{4}\phi'$. En tensiones totales (terreno saturado a corto plazo) debe considerarse $\alpha' = c_u$ y $\delta' = 0$. **Tricalc** siempre considera el primer caso, por lo que la expresión anterior queda

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \delta' = \sigma \cdot \operatorname{tg} (\frac{3}{4}\phi')$$

aunque el coeficiente de rozamiento terreno – cimiento, $\mu = \operatorname{tg} \delta'$, es definible por el usuario (que por ejemplo puede fijarlo como **tg** ($\frac{3}{4}\phi'$), para respetar lo indicado en este DB.

La comprobación de deslizamiento queda entonces

$$\tau / H = V \cdot \mu / H \geq \gamma_R$$

siendo

H la acción horizontal que pretende hacer deslizar el cimiento;

V la acción vertical mínima concomitante con H;

γ_R el coeficiente parcial de seguridad al deslizamiento, de valor 1,5.

En **Tricalc**, el coeficiente de seguridad al deslizamiento es modificable por el usuario. También es opcional considerar o no el beneficio del empuje pasivo sobre los laterales del cimiento (en cuyo caso, dicho empuje pasivo se reducirá por el coeficiente parcial de seguridad de empuje pasivo, que el DB establece en $\gamma_E = 0,6$ y que en el programa es definible por el usuario).

1.13.2.3 Comprobación del vuelco

La comprobación de vuelco (es un caso de la comprobación de equilibrio) se realiza según la expresión

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

siendo

$E_{d,dst}$ las acciones desestabilizadoras afectadas por su correspondiente coeficiente parcial de seguridad de valor por defecto $\gamma_E = 1,8$;

$E_{d,est}$ las acciones estabilizadoras afectadas por su correspondiente coeficiente parcial de seguridad de valor por defecto $\gamma_E = 0,9$;

La seguridad al vuelco será entonces $E_{d,stab} / E_{d,dst}$, siendo suficiente que sea mayor o igual a la unidad.

En el programa **Tricalc**, los coeficientes parciales de seguridad al vuelco de las acciones estabilizadoras y desestabilizadoras son definibles por el usuario.

1.13.3 Cimentaciones profundas

A efectos de este DB se considerará que una cimentación es profunda si su extremo inferior, en el terreno, está a una profundidad superior a 8 veces su diámetro o ancho. Se clasifican en los siguientes tipos:

- pilote aislado: no tienen interacción geotécnica con otros próximos;
- grupo de pilotes: interaccionan con otros o están unidos mediante encepados para que trabajen conjuntamente;
- zonas pilotadas: están dispuestos para reducir asientos o mejorar la seguridad frente a hundimiento. Suelen ser de escasa capacidad portante individual y estar regularmente espaciados o situados en puntos estratégicos;

- micropilotes: compuestos por una armadura metálica formada por tubos, barras o perfiles introducidos dentro de un taladro de pequeño diámetro, pudiendo estar o no inyectados con lechada de mortero a presión. El cálculo de micropilotes inyectados no se contempla en el presente DB.

El programa contempla las tipologías de pilote aislado y de grupo de pilotes unidos en un encepado.

1.13.3.1 Acciones a considerar

1.13.3.1.1 Acciones del resto de la estructura sobre el cimiento

Se consideran los principios ya indicados en el apartado 'Bases de cálculo' de este DB. En el caso de encepados de varios pilotes, el reparto entre pilotes debe hacerse en función de la rigidez del encepado, los pilotes y el terreno. En caso de encepados suficientemente rígidos (caso considerado en **Tricalc**), se puede utilizar un reparto basado en la hipótesis de Navier (siendo el eje Z el vertical):

$$N_i = \frac{A_i}{\sum A_j} \cdot N \pm \frac{A_i \cdot y_i}{\sum A_j \cdot y_j^2} \cdot M_x \pm \frac{A_i \cdot x_i}{\sum A_j \cdot x_j^2} \cdot M_y$$

$$H_{xi} = \frac{A_i}{\sum A_j} \cdot H_x \pm \frac{A_i^2 \cdot y_i}{\sum A_j^2 \cdot (x_j^2 + y_j^2)} \cdot M_z$$

$$H_{yi} = \frac{A_i}{\sum A_j} \cdot H_y \pm \frac{A_i^2 \cdot x_i}{\sum A_j^2 \cdot (x_j^2 + y_j^2)} \cdot M_z$$

1.13.3.1.2 Rozamiento negativo

El rozamiento unitario negativo se calcula mediante:

$$F_{s,neg} = \sum_{i=1}^n \beta_i \cdot \sigma'_{vi}$$

siendo

i cada una de las unidades geotécnicas (estratos) consideradas a lo largo del pilote;

β parámetro dependiente del tipo de terreno;

σ'_{vi} tensión efectiva en el punto del fuste considerado ($\sigma'_{vi} = \gamma' \cdot z_i$).

Tipo de terreno	β
Arcillas y limos blandos	0,25
Arenas flojas	0,10
Arenas densas	0,80

En **Tricalc** no se utiliza la expresión de este DB, sino la expresión siguiente (extraída del conocido libro de Cimentaciones editado por el COAM)

$$F_{s,neg} = \sum_{i=1}^n \beta_i \cdot \sigma'_{vi} \cdot K_0 \cdot \text{tg} \delta \approx \sum_{i=1}^n \beta_i \cdot \sigma'_{vi} \cdot 0,25$$

En el programa **Tricalc**, para la obtención de σ'_{vi} se parte de la 'tensión mínima efectiva vertical en la rasante' definida en las opciones y la densidad húmeda o sumergida de los diferentes estratos. La consideración del rozamiento negativo es opcional en el programa, pero no se considerará si el pilote carece de resistencia por la punta.

1.13.3.1.3 Empujes horizontales causados por sobrecargas

A efectos de este DB podrá prescindirse de la consideración de los empujes horizontales sobre los pilotes siempre que la máxima componente de estos empujes sea inferior al 10% de la carga vertical compatible con ella.

El empuje horizontal se estimará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$p_h = p_v - 2 \cdot c_u$$

siendo

p_v la presión vertical en la parte superior del estrato blando, considerando un reparto a 30° de las presiones en superficie;

c_u la resistencia al corte sin drenaje.

Se supondrá que cada pilote soporta una carga por unidad de longitud igual al valor menor de los siguientes:

- $P_p = p_h \cdot S$, siendo S la separación (en dirección perpendicular al empuje horizontal) entre ejes de pilotes;
- $P_p = p_h \cdot 3D$, siendo D el diámetro del pilote;
- $P_p = p_h \cdot H$, siendo H el espesor del estrato blando.

Una vez calculado el valor de P_p se obtendrán los valores de los momentos flectores en los pilotes como una viga, suponiendo, según los casos, las condiciones en los apoyos o empotramientos indicados en el DB.

En **Tricalc**, la carga lineal por metro horizontal y la altura a considerar son dato.

1.13.3.2 Análisis y dimensionado

Se deberán comprobar los siguientes Estados Límite Últimos:

- **Estabilidad global.** El conjunto de la estructura y su cimentación pilotada pueden fallar mediante un mecanismo de rotura aún más profundo que la cimentación o que, no siendo tan profundo, pudiera cortar los pilotes por su fuste. Esta comprobación no es realizada por **Tricalc**.
- **Hundimiento.** Se podrá producir este modo de rotura cuando la carga vertical sobre la cabeza del pilote supere la resistencia del terreno, R_{ck} , causando asientos desproporcionados.
- **Rotura por arrancamiento.** Los pilotes podrán utilizarse para soportar cargas de tracción en su cabeza. Si estas cargas exceden la resistencia al arrancamiento, el pilote se desconecta del terreno, rompiendo su unión y produciéndose el consiguiente fallo.
- **Rotura horizontal del terreno bajo cargas del pilote.** Cuando las cargas horizontales aplicadas en los pilotes producen en el terreno tensiones que éste no puede soportar, se producen deformaciones excesivas o incluso, si el pilote es corto y suficientemente resistente como estructura, el vuelco del mismo. Este estado límite debe comprobarse tan sólo en aquellos casos en los que la máxima componente de los empujes horizontales sobre los pilotes sea mayor del 10% de la carga vertical compatible con ellos. Esta comprobación no es realizada por **Tricalc**.
- **Capacidad estructural del pilote.** Las cargas transmitidas a los pilotes en su cabeza inducen esfuerzos en los mismos que pueden dañar su estructura.

1.13.3.2.1 Carga de hundimiento

La resistencia característica al hundimiento de un pilote aislado se considerará dividida en dos partes: resistencia por punta y resistencia por fuste.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

siendo

R_{ck} la resistencia frente a la carga vertical que produce el hundimiento;

R_{pk} la parte de la resistencia que se supone soportada por la punta;

R_{fk} la parte de la resistencia que se supone soportada por el contacto pilote-terreno en el fuste.

Para estimar ambas componentes de la resistencia se supondrá que son proporcionales a las áreas de contacto respectivas de acuerdo con las expresiones:

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p$$

$$R_{fk} = \int_0^L \tau_f \cdot p_f \cdot dz$$

siendo

q_p	la resistencia unitaria por la punta;
A_p	el área de la punta;
τ_f	la resistencia unitaria por el fuste;
L	la longitud del pilote dentro del terreno;
p_f	el perímetro de la sección transversal del pilote; z la profundidad contada desde la parte superior del pilote en contacto con el terreno.

Para el cálculo de la resistencia por punta se utilizarán las características medias del terreno en la zona de punta (entre 6·D por encima de base y 3·D por debajo de la misma).

En los pilotes columna sobre roca, no debe contemplarse la resistencia por fuste en los suelos cuya deformabilidad sea claramente mayor que la correspondiente a la zona de la punta.

El coeficiente de eficacia del grupo, η , es en general:

$\eta = 1,0$ para separaciones a ejes de pilotes $\geq 3 \cdot D$;

$\eta = 0,7$ para separaciones a ejes de pilotes $= 1 \cdot D$;

interpolarse linealmente para separaciones intermedias.

Como caso especial en pilotes hincados en arenas densas o muy densas, $\eta = 1,0$, pudiendo aumentarse previa justificación hasta $\eta = 1,3$ por efecto de la sobrecompactación.

La resistencia unitaria por punta y por fuste por métodos analíticos se establece en el apartado 2.1 del anejo F de este DB, y no se reproduce en este documento. Si se indica a continuación los valores límites establecidos en dicho apartado:

$$q_p \leq 20 \text{ MPa}$$

$$\tau_f \leq 0,12 \text{ MPa, en suelos granulares}$$

$$\tau_f \leq 0,10 \text{ MPa, en suelos cohesivos}$$

El programa **Tricalc** permite determinar la resistencia por punta y por fuste por estos métodos analíticos o bien definirse explícitamente al comienzo y al final de cada estrato. En el primer caso, se consideran los valores límites establecidos en este DB, mientras que en el segundo, los valores definidos quedan a la responsabilidad del proyectista.

La resistencia de diseño al hundimiento será la resistencia característica, R_{ck} , dividida por el coeficiente de seguridad parcial de hundimiento, que el DB fija en $\gamma_R = 3,0$ cuando R_{ck} se calcula analíticamente, pero que el programa **Tricalc** permite fijar libremente.

1.13.3.2.2 Cálculo de la resistencia al arrancamiento (tracción)

Se puede considerar que la resistencia al arrancamiento es igual al 70% de la resistencia por fuste a compresión, establecida en la determinación de la carga de hundimiento.

La resistencia de diseño al arrancamiento será la resistencia característica, R_{tk} , dividida por el coeficiente de seguridad parcial de arrancamiento, $\gamma_R = 3,5$, pero que el programa permite fijar libremente.

1.13.3.2.3 Consideraciones estructurales

El **tope estructural** o carga nominal es el valor de cálculo de la capacidad resistente del pilote. Se debe comprobar que, la sollicitación axil sobre cada pilote, no supere este tope.

El tope estructural depende de la sección transversal del pilote, el tipo de material del pilote, el procedimiento de ejecución y el terreno. Para su cálculo, se adoptará la siguiente expresión:

$$Q_{\text{tope}} = \sigma \cdot A$$

siendo **A** el área de la sección transversal del pilote, y **σ** la tensión fijada en la siguiente tabla:

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (MPa)	
Hincados	Hormigón pretensado o postesado	$0,30 \cdot (f_{ck} - f_p)$	
	Hormigón armado	$0,30 \cdot f_{ck}$	
	Metálicos	$0,30 \cdot f_{yk}$	
	Madera	5	
		suelo firme	roca
Perforados	Entubados	$5 \cdot (f_{ck} / 25)$	$6 \cdot (f_{ck} / 25)$
	Lodos	$4 \cdot (f_{ck} / 25)$	$5 \cdot (f_{ck} / 25)$
	En seco	$4 \cdot (f_{ck} / 25)$	$5 \cdot (f_{ck} / 25)$
	Barrenados sin control de parámetros	$3,5 \cdot (f_{ck} / 25)$	---
	Barrenados con control de parámetros	$4 \cdot (f_{ck} / 25)$	---

Con un control adecuado de la integridad, los pilotes perforados podrán ser utilizados con topes estructurales un 25% mayores.

En **Tricalc** se define su valor en las opciones, ya sean pilotes prefabricados u hormigonados in situ.

El armado de los pilotes se hará de acuerdo con las reglas especificadas en la instrucción EHE, pero a efectos del cálculo a flexión de pilotes hormigonados in situ se recomienda considerar $f_{ck} \leq 18$ MPa.

1.13.4 Elementos de contención

Este DB engloba en este apartado a las pantallas de contención y a los muros de contención.

Se denomina **pantallas** a los elementos de contención de tierras que se construyen desde la superficie del terreno previamente a la ejecución de la excavación y trabajan fundamentalmente a flexión. Los **muros** se construyen después de la excavación.

Las pantallas pueden ser continuas de hormigón, de pilotes, de tablestacas o de paneles prefabricados de hormigón colocados en una zanja previamente excavada.

Las **pantallas continuas de hormigón** tienen en general espesores entre 0,40 y 1,50 m, y módulos de entre 2,50 y 4,50 m.

Las **pantallas de pilotes** están formadas en general por pilotes perforados secantes (si se necesita estanqueidad) o separados a ejes no más de 2·D.

Las **pantallas de tablestacas** contempladas en este DB serán metálicas o de hormigón armado o pretensado.

1.13.4.1 Acciones a considerar

Las acciones principales a considerar son:

- el peso propio del elemento de contención;
- el empuje y peso del terreno circundante, teniendo en cuenta la posición del nivel freático;
- los empujes debidos al agua, bien en forma de presión intersticial, subpresión o presión de filtración;
- las sobrecargas sobre la estructura de contención o sobre el terreno de trasdós;
- los efectos sísmicos, cuando sea necesaria su previsión por la zona de emplazamiento;
- las variaciones de temperatura, especialmente en elementos de apuntalamiento;
- excepcionalmente, los empujes de terrenos expansivos, los debidos a la congelación del agua en el suelo, los inducidos por la compactación del relleno o las incidencias constructivas previsibles.

Los **estados de empuje** dependen del desplazamiento del terreno y son los siguientes:

- empuje activo: cuando el elemento de contención gira o se desplaza hacia el exterior bajo las presiones del relleno o la deformación de su cimentación hasta alcanzar unas condiciones de empuje mínimo;
- empuje pasivo: cuando el elemento de contención es comprimido contra el terreno por las cargas transmitidas por una estructura u otro efecto similar hasta alcanzar unas condiciones de máximo empuje;
- empuje en reposo: un estado intermedio, correspondiente al estado tensional inicial en el terreno.

En cálculos de estados límite últimos en los que la estabilidad del elemento de contención dependa de la resistencia del terreno frente al mismo (empuje pasivo), la cota del suelo estabilizante debe reducirse del valor nominal en un valor Δa :

$$\Delta a = 0,10 \cdot H; \Delta a \leq 0,5m$$

siendo

H en pantallas, la altura de la pantalla sobre el fondo de excavación; en muros, distancia entre el plano de apoyo y el fondo de excavación.

En casos extremos, puede tomarse $\Delta a = 0$ o un valor mayor del indicado.

En **Tricalc**, se considera el valor indicado para muros de contención (a efectos de evaluar el empuje pasivo contra el deslizamiento); y se considera $\Delta a = 0$ en pantallas.

1.13.4.2 Cálculo de empujes

El **empuje activo** unitario, σ'_a , se calcula mediante:

$$\begin{aligned} \sigma'_a &= K_A \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A} \\ \sigma'_{ah} &= \sigma'_a \cdot \sin(\beta + \delta) \\ K_A &= \left[\frac{\frac{\sin(\beta - \phi')}{\sin(\beta)}}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \end{aligned} \quad (6.3)$$

El **empuje pasivo** unitario, σ'_p , se calcula mediante:

$$\begin{aligned} \sigma'_p &= K_P \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P} \\ \sigma'_{ph} &= \sigma'_p \cdot \sin(\beta - \delta) \end{aligned}$$

$$K_p = \left[\frac{\frac{\sin(\beta + \phi')}{\sin(\beta)}}{\sqrt{\sin(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

A falta de una valoración más precisa, el **empuje al reposo** unitario, σ'_o , puede estimarse con los siguientes criterios:

- Para una superficie de terreno horizontal ($i = 0^\circ$), siendo el empuje horizontal:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot (R_{oc})^{1/2}$$

- Si el terreno se eleva a partir del muro con un ángulo $i \leq \phi'$ con respecto a la horizontal (con la dirección del empuje de tierras paralela a la superficie del terreno):

$$K_{0i} = K_0 \cdot (1 + \sin i)$$

siendo

σ'_v	tensión efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$;
γ'	el peso específico efectivo del terreno (densidad aparente o sumergida);
z	la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro;
σ'_{ah}	componente horizontal del empuje activo unitario;
σ'_{ph}	componente horizontal del empuje pasivo unitario;
ϕ' y c'	el ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno o relleno del trasdós;
β	inclinación del trasdós del muro respecto a la horizontal (del lado de trasdós);
i	inclinación del talud en trasdós respecto a la horizontal;
R_{oc}	la razón de sobreconsolidación: Cociente entre la presión efectiva de sobreconsolidación (máxima presión efectiva que ha soportado un suelo a lo largo de su historia geológica) y la presión efectiva actual. La fórmula no es válida para $R_{oc} > 25$;
δ	el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno o relleno.

Para el cálculo del **ángulo de rozamiento muro – terreno**, δ , se debe considerar:

- para empuje activo y muro rugoso (muro encofrado contra el terreno): $\delta \leq (2/3) \cdot \phi$;
- para empuje activo y muro poco rugoso (muro encofrado a dos caras): $\delta \leq (1/3) \cdot \phi$;
- para empuje activo y muro liso (con lodos tixotrópicos): $\delta = 0$;
- para empuje pasivo: $\delta \leq (1/3) \cdot \phi$;

En **Tricalc** no se utilizan las limitaciones sobre δ : es un dato que el usuario puede manejar como desee, entre 0 y ϕ .

Para calcular los empujes del terreno sobre un elemento de contención o viceversa puede suponerse la siguiente ley de empujes unitarios:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma'_z + u_z$$

siendo

σ_h	tensión horizontal total a la profundidad considerada;

K	el coeficiente de empuje correspondiente;
σ'_z	la tensión efectiva vertical a la profundidad considerada;
u_z	la presión intersticial a la profundidad considerada (del agua).

En la valoración del empuje y sus parámetros se tendrá en cuenta:

- La 'movilización' del empuje activo y pasivo requieren una determinada deformación del terreno.
- La compactación del relleno no debe superar el 95% de la máxima Proctor Normal. De superarse, el empuje activo debe sustituirse por el empuje en reposo.

En **muros de sótano** (en los que el relleno de trasdós se efectúa con los forjados ya construidos), puede considerarse la distribución de empujes correspondiente al empuje al reposo o bien considerar la distribución de empujes definida para estructuras de contención apuntaladas.

Si se considera la **cohesión** en el cálculo de empujes, debe obtenerse considerando la fiabilidad del método de obtención y su estabilidad en el tiempo.

En situaciones permanentes deben considerarse las tensiones efectivas (con drenaje); en situaciones transitorias, pueden utilizarse, en suelos cohesivos, las tensiones totales (resistencia al corte sin drenaje).

En el análisis de estados límite últimos por **métodos de equilibrio límite** se considerarán los siguientes criterios:

- En trasdós se considerará el empuje pasivo, salvo si este no puede desarrollarse (como en muros de sótano).
- Si en el trasdós de un muro de altura H hay elementos sensibles a los movimientos (otra cimentación,...) a poca profundidad y distancia $D < H$: Si $D < H/2$, se considerará el empuje en reposo, K_0 ; mientras que si $H/2 < D < H$, se considerará un empuje $K = (K_0 + K_a)/2$.
- En cualquier caso, en trasdós se considerará $K \geq 0,25$.
- El empuje pasivo estará afectado por un coeficiente de seguridad γ_E no superior a 0,6.

En el programa **Tricalc**, para muros de sótano siempre se considera el empuje al reposo. Para muros de contención, siempre se considera el empuje activo. Para muros resistentes, el usuario decide si se utiliza el empuje activo, pasivo o en reposo. No se considera un límite inferior del coeficiente de empuje (para poder simular terrenos que no empujan).

1.13.4.2.1 Empujes debidos a sobrecargas

En el apartado 6.2.7 de este DB se establecen criterios para fijar los empujes debidos a cargas lineales, sobrecarga en banda o rectangulares situadas en el trasdós. En el programa **Tricalc** sólo se consideran en pantallas de contención.

1.13.4.3 Análisis y dimensionado

En elementos de contención, debe estudiarse al menos los siguientes E.L.U.:

- estabilidad;
- capacidad estructural;
- fallo combinado del terreno y del elemento estructural. El programa **Tricalc** sólo realiza esta comprobación (y de forma opcional) en las pantallas de contención.

También se deben comprobar los siguientes E.L.S., no contemplados en el programa:

- movimientos o deformaciones de la estructura de contención o de sus elementos de sujeción que puedan causar el colapso o afectar a la apariencia o al uso eficiente de la estructura, de las estructuras cercanas o de los servicios próximos;
- infiltración de agua no admisible a través o por debajo del elemento de contención;

- modificación del agua freática en el entorno con repercusión sobre elementos próximos o sobre la propia obra.

1.13.4.4 Pantallas

En cada fase de construcción, se debe estudiar los siguientes aspectos del E.L.U. de **estabilidad**:

- **Estabilidad global**, comprobándose los mecanismos de rotura a lo largo de superficies de deslizamiento que corten y que engloben a los elementos de anclaje.
- **Estabilidad del fondo de la excavación**. En suelos cohesivos puede producirse la rotura del fondo de la excavación debida al descenso de la tensión vertical por efecto de la excavación. Para excavaciones por debajo del nivel freático, se debe estudiar el sifonamiento. Estas comprobaciones no son tenidas en cuenta en el programa.
- **Estabilidad propia de la pantalla**. Se estudiará la estabilidad a deslizamiento, vuelco o hundimiento. Se pueden utilizar los métodos de equilibrio límite, los basados en la teoría de Winkler y los basados en elementos finitos. El programa **Tricalc** utiliza los métodos basados en la teoría de Winkler.
- Estabilidad de los elementos de sujeción.
- Estabilidad en las edificaciones próximas.
- Estabilidad de las zanjas, en el caso de pantallas de hormigón armado.

También en cada fase de construcción, se debe estudiar el E.L.U. de **capacidad estructural**. Para ello, los esfuerzos obtenidos sobre los elementos estructurales se mayorarán con el coeficiente γ_E de valor 1,6 por defecto pero modificable por el usuario en el programa **Tricalc**.

Para tener en cuenta el posible **fallo de algún elemento de anclaje o apoyo** (como por un ablandamiento local del terreno en el caso de anclajes), que sobrecargará los más próximos, debe aumentarse en un 10% el esfuerzo del anclaje o apoyo deducido en el cálculo.

En **pantallas continuas y de pilotes "in situ"** se recomienda utilizar, a efectos de cálculo a flexión, $f_{ck} = 18$ MPa para tomar en consideración las condiciones de puesta en obra.

1.13.4.5 Muros

Debe verificarse al menos:

- **Estabilidad global**. Esta comprobación no es realizada por el programa.
- Hundimiento.
- **Deslizamiento**. Puede realizarse sólo si la componente horizontal de acciones supera el 10% de la componente vertical. En el programa **Tricalc** esta comprobación se realiza de forma opcional en los muros de contención.

Para suelos granulares, se comprobará que

$$T \leq N \cdot \operatorname{tg} \phi^* / \gamma_R = (2/3) \cdot N \cdot \operatorname{tg} \phi' / \gamma_R$$

Para suelos cohesivos, se compróbará que

$$T \leq (N \cdot \operatorname{tg} \phi^* + c^* \cdot B) / \gamma_R = [(2/3) \cdot N \cdot \operatorname{tg} \phi' + c^* \cdot B] / \gamma_R$$

$$c^* = 0,5 \cdot c'_k \leq 0,05 \text{ MPa}$$

siendo

N y T	resultante de acciones verticales y horizontales sobre la base del muro;
c^*	cohesión reducida del suelo;
c'_k	cohesión efectiva del terreno;
B	ancho de la base del muro;
γ_R	coeficiente parcial de seguridad al deslizamiento;

ϕ' ángulo de rozamiento efectivo del terreno.

Salvo justificación, no se tendrá en cuenta el efecto favorable del empuje pasivo. Si hay zarpa (tacón) su efecto se considerará por modificación (inclinación) de la superficie de deslizamiento.

En **Tricalc**, $2/3 \cdot \tan \phi'$ se sustituye por el coeficiente de rozamiento terreno – cimiento (que puede definirse como $2/3 \cdot \tan \phi'$). Además, el empuje pasivo se considera de forma opcional, considerando el coeficiente de reducción del empuje pasivo. El efecto de la zarpa (tacón) se realiza por ampliación del canto para empuje pasivo, no por inclinación del plano de deslizamiento.

- **Vuelco.** Esta comprobación sólo se realiza en muros de contención.
- Capacidad estructural del muro.

Para el dimensionado de **muros de sótano**, en determinados casos puede hacerse la hipótesis simplificada de considerar un reparto uniforme de presiones bajo el cimiento. Esta hipótesis es la considerada por el programa **Tricalc** en los muros de sótano y de forma opcional, en los muros resistentes.

1.13.5 Interacción suelo – estructura

1.13.5.1 Criterios de rigidez para cimentaciones directas

Se podrá considerar que una zapata aislada es rígida (frente al terreno) cuando a efectos de cálculo, la distribución de presiones a que de lugar sobre el terreno pueda considerarse lineal. A efectos prácticos, implica:

$$v \leq \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{sB}}}$$

siendo

- v el vuelo máximo de la zapata en una dirección cualquiera;
- E_c el módulo de deformación del material de la zapata representativo del tipo de carga y su duración;
- I_c el momento de inercia de la sección de la zapata perpendicular a la dirección del vuelo considerado respecto a la horizontal que pasa por su centro de gravedad;
- B el ancho de la zapata en dirección perpendicular al vuelo considerado;
- k_{sB} el módulo de balasto de cálculo, representativo de las dimensiones del cimiento.

Esta expresión es válida también para zapatas combinadas o corridas, en la dirección transversal.

Salvo en caso de suelos muy rígidos o roca, es más restrictiva la condición $v \leq 2 \cdot h$ indicada en el apartado 4.1.1 de este DB (que coincide con el criterio de EHE).

Para zapatas combinadas o corridas, en la dirección longitudinal (de los pilares), será rígida si:

$$\ell \leq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{sB}}} \quad (E.3)$$

$$v \leq \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{sB}}} \quad (E.4)$$

siendo

- ℓ la luz del vano (máxima) entre pilares;
- v vuelo (máximo) en la dirección longitudinal;

B	el ancho de la zapata (dirección transversal);
E _c	el módulo de deformación del material de la zapata representativo del tipo de carga y su duración;
I _c	el momento de inercia de la zapata en un plano vertical, transversal (perpendicular al plano de alineación de pilares), respecto a la horizontal que pasa por su centro de gravedad;
k _{sB}	el módulo de balasto de cálculo, representativo de las dimensiones del cimiento.

El programa **Tricalc** dimensiona las zapatas combinadas de forma que sean rígidas de acuerdo al criterio aquí expuesto.

1.13.5.2 Modelos de interacción. Módulo de balasto

La conversión del módulo para placa de 30 cm, k_{sp30}, o placa de 60 cm, k_{sp60}, al coeficiente de referencia, k_{sB}, se puede obtener mediante las siguientes expresiones:

- Zapata cuadrada de lado B (en metros) y terreno cohesivo

$$k_{sB} = k_{sp30} \cdot 0,30 / B$$

$$k_{sB} = k_{sp60} \cdot 0,60 / B$$

- Zapata cuadrada de lado B (en metros) y terreno granular

$$k_{sB} = k_{sp30} \left(\frac{B + 0,3}{2 \cdot B} \right)^2$$

$$k_{sB} = k_{sp60} \left(\frac{B + 0,3}{2 \cdot B} \right)^2 \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,6}{0,6 + 0,3} \right)^2$$

- Zapata rectangular de lados B y L, con L > B

$$k_{sBL} = k_{sB} \left(1 + \frac{B}{2 \cdot L} \right)$$

En **Tricalc** se utilizan estas expresiones para evaluar el coeficiente de balasto correspondiente a zapatas combinadas de cara a su dimensionado como zapatas rígidas.

Para la cimentación de losas y emparrillados la fiabilidad de los módulos de balasto obtenidos a partir de ensayos de carga puede resultar insuficiente, dados los efectos de escala implicados. En estas circunstancias, se recomienda recurrir a:

- Obtención de dichos módulos a partir de la determinación de parámetros de deformabilidad representativos del terreno bajo la zona de influencia de la cimentación (mediante ensayos in situ o de laboratorio), y el posterior cálculo geotécnico de asentos, o
- Empleo de métodos y modelos del terreno más avanzados.

1.14 Norma CTE DB SE-F

El CTE DB SE-F es el Documento Básico de Seguridad Estructural – Fábricas del Código Técnico de la Edificación. Sustituye y amplía a la norma NBE FL-90. Está basada en la UNE ENV 1996-1-1:1997 y EN 1996-1-1:2005 (Eurocódigo 6), con las que posee ligeras diferencias, por lo que se remite al apartado sobre Eurocódigo 6 del capítulo "I Eurocódigos", donde se especifican los detalles de dicho eurocódigo y sus diferencias con el CTE DB SE-F.

1.15 Norma CTE DB SE-M

El CTE DB SE-M es el Documento Básico de Seguridad Estructural – Madera del Código Técnico de la Edificación. No existía en España una norma sobre estructuras de madera hasta la aparición de este código.

Está basada en la UNE ENV 1995-1-1:1997 y UNE EN 1995-1-1:2006 (Eurocódigo 5), con las que posee ligeras diferencias, por lo que se remite al apartado sobre Eurocódigo 5 del capítulo "I Eurocódigos", donde se especifican los detalles de dicho eurocódigo y sus diferencias con el CTE DB SE-F.

1.16 Norma CTE DB SI

El CTE DB SI es el Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio del Código Técnico de la Edificación. Sustituye a la norma NBE CPI. A efectos del programa **Tricalc**, sólo tiene interés la sección 6 (Resistencia al fuego de la estructura) y los anejos correspondientes a los diferentes materiales estructurales.

1.16.1 Generalidades

Un incendio en un edificio afecta a su estructura de dos formas diferentes:

- Se modifica de forma importante la capacidad mecánica de los elementos estructurales.
- Aparecen acciones indirectas que dan lugar a tensiones que se suman a las debidas a otras acciones.

En este DB se indican únicamente métodos simplificados que sólo recogen el estudio de la resistencia al fuego de los elementos estructurales individuales ante la curva normalizada tiempo / temperatura.

Pueden adoptarse otros modelos de incendio, tales como las denominadas curvas paramétricas, modelos de incendio de una o dos zonas o de fuegos localizados, y métodos basados en dinámica de fluidos (CFD, según siglas inglesas) tales como los que se contemplan en la norma UNE-EN 1991-1-2:2004.

También es válido evaluar el comportamiento de una estructura, de parte de ella o de un elemento estructural mediante la realización de los ensayos que establece el Real Decreto 312/2005 de 18 de marzo.

Si se utilizan los métodos simplificados indicados en este Documento Básico no es necesario tener en cuenta las acciones indirectas derivadas del incendio. Es decir, con el método simplificado propuesto en este DB, el incendio no supone una modificación de los esfuerzos de diseño sino una reducción de la capacidad resistente, siendo suficiente comprobar que dicha pérdida permite al elemento resistir el tiempo necesario sin que se colapse.

En el artículo 3 de esta sección 6 del CTE DB SI, concretamente en sus tablas 3.1 y 3.2, se define la resistencia al fuego, en minutos, que deben poseer los elementos estructurales ante la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura.

1.16.2 Determinación de los efectos de las acciones durante el incendio

De acuerdo con el artículo 5 de esta sección 6 del CTE DB SI (y el artículo 3.1 del Anejo 6 de la EHE-08), se puede estimar el efecto de las acciones de cálculo en situación de incendio a partir del efecto de las acciones de cálculo a temperatura normal, como:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Siendo

E_d es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 4.2.2 del CTE DB SE);

$E_{fi,d}$ es el efecto de las acciones en situación de incendio;

η_{fi} factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

El nivel de carga, η_{fi} , se obtiene mediante la expresión:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

En **Tricalc**, este dato se define en las opciones de comprobación a fuego. Como simplificación, en los Eurocódigos (de los que este DB SI no deja de ser una adaptación) se indica que puede usarse el valor $\eta_{fi} = 0,65$, excepto para áreas de almacenamiento, donde se recomienda un valor de 0,7. En el caso de la EHE-08, se indican como valores simplificados $\eta_{fi} = 0,6$ en casos normales y $\eta_{fi} = 0,7$ para áreas de almacenamiento.

1.16.3 Determinación de la resistencia al fuego

Los valores de los coeficientes de minoración del material en situación de incendio deben tomarse como

$$\gamma_{M,fi} = 1$$

En la utilización de algunas tablas de especificaciones de hormigón y acero se considera el coeficiente de sobredimensionado μ_{fi} , definido como:

$$\mu_{fi} = E_{fi,d} / R_{fi,d,0}$$

Siendo

$R_{fi,d,0}$ resistencia del elemento estructural en situación de incendio en el instante inicial $t=0$, a temperatura normal.

En **Tricalc**, el valor de μ_{fi} se calcula como

- En el caso de hormigón armado, será un valor definido en las opciones de comprobación a fuego (de valor por defecto $\mu_{fi} = 0,5$), teniendo en cuenta que en el Eurocódigo, como aproximación, puede tomarse como $\mu_{fi} = \eta_{fi}$, lo que equivale a suponer el elemento próximo al agotamiento en cálculo sin fuego.
- En el caso del acero, se utiliza la expresión general de μ_{fi} , siendo entonces igual al coeficiente de aprovechamiento obtenido según CTE DB SE-A para los esfuerzos $E_{fi,d}$.

1.16.3.1 Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado

El Anejo C de este DB es muy similar al Anejo 6 de la EHE-08, por lo que este apartado es de aplicación a ambos anejos.

El método simplificado establecido en este DB consiste en comprobar que las dimensiones de las piezas y los recubrimientos de la armadura proporcionan la resistencia al fuego requerida. En todo caso también deberán respetarse las dimensiones mínimas y recubrimientos mínimos establecidos en la EHE-08, que pueden ser más exigentes. Debe tenerse en cuenta, además, que los aislamientos frente al fuego se comportan como un determinado recubrimiento adicional de hormigón equivalente a la hora de calcular la resistencia al fuego del elemento, pero no siempre se consideran a la hora de comprobar la durabilidad del elemento frente a la corrosión.

1.16.3.1.1 Generalidades

Se define como distancia equivalente al eje de las armaduras, a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}}$$

Siendo

A_{si} área de la armadura i (pasiva o activa);

a_{si} distancia del eje de la armadura i al paramento expuesto al fuego más próximo, teniendo en cuenta los revestimientos contra fuego (en la forma indicada más adelante);

f_{yki} resistencia característica del acero de la armadura i ;

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego;

El valor de a_m se calcula para las armaduras longitudinales siguientes:

- En soportes, para el conjunto de la armadura longitudinal;
- En vigas y forjados, para la armadura longitudinal inferior;
- En muros, para la armadura vertical situada en la cara expuesta.

El valor de corrección Δa_{si} se establece en la tabla C.1. de este DB, idéntica a la Tabla A.6.5.1 de la EHE-08 (para valores intermedios, interpolar linealmente).

Valor de Δa_{si} en mm

μ_{fi}	Armaduras pasivas		Armaduras activas			
	Vigas ⁽¹⁾ y losas (forjados)	Resto de casos	Vigas ⁽¹⁾ y losas (forjados)		Resto de casos	
			barras	alambres	barras	alambres
$\leq 0,4$	+5 ^(*)	0	-5	-10	-10	-15
0,5	0		-10	-15		
0,6	-5		-15	-20		

⁽¹⁾ En el caso de armaduras situadas en las esquinas de vigas con una sola capa de armadura se decrementarán los valores de Δa_{si} en 10 mm, cuando el ancho de las mismas sea inferior a los valores de b_{min} especificados en la columna 3 de la tabla correspondiente a vigas con 3 caras expuestas al fuego;

^(*) sólo para cargas continuas sensiblemente uniformes, de lo contrario, $\Delta a_{si} = 0$;

Los valores de las tablas son válidos para hormigón con árido silíceo, aunque en el articulado se incluyen facres correctores para otros tipos de árido.

1.16.3.1.2 Hormigón de alta resistencia

El CTE DB SI no indica nada al respecto (la EHE existente en el momento de su publicación no recogía en su articulado prescripciones para hormigones de $f_{ck} > 50$ MPa), pero **Tricalc** aplica las especificaciones de la EHE-08, como se indica a continuación.

De acuerdo con la EHE-08, para verificar la resistencia al fuego de hormigones de $f_{ck} > 50$ MPa se pueden utilizar las tablas descritas a continuación, sumando a las dimensiones mínimas de la sección definidas en dichas tablas (b_{min}) el valor dado en la siguiente tabla (siendo a_{min} la distancia mínima al eje de la armadura definido en las mismas tablas):

Incremento de b_{min}	50 MPa < $f_{ck} \leq 60$ MPa	60 MPa < $f_{ck} \leq 80$ MPa
Elementos expuestos por una cara	+0,1· a_{min}	+0,3· a_{min}
Elementos expuestos por más de una cara	+0,2· a_{min}	+0,6· a_{min}

Para $f_{ck} > 80$ MPa, debe hacerse un estudio especial, y por tanto, **Tricalc** considera que no tienen resistencia al fuego suficiente.

1.16.3.1.3 Soportes

La resistencia al fuego en pilares rectangulares y circulares con 3 o 4 lados expuestos al fuego será suficiente si se respeta la dimensión mínima, b_{min} y la distancia equivalente mínima al eje de las armaduras, a_{min} , indicados en la siguiente tabla.

Resistencia al fuego	b_{min} (mm)	a_{min} (mm)
R 30	150	15
R 60	200	20
R 90	250	30
R 120	250	40
R 180	350	45
R 240	400	50

1.16.3.1.4 Muros resistentes

En la tabla siguiente puede obtenerse la resistencia al fuego de los muros macizos portantes expuestos por una o por ambas caras, para un espesor mínimo (b_{min}) y la distancia mínima equivalente al eje de las armaduras de las caras expuestas (a_{min}).

Resistencia Al fuego	Expuesto por 1 cara		Expuesto por ambas caras	
	b_{min} (mm)	a_{min} (mm)	b_{min} (mm)	a_{min} (mm)
REI 30	100	15	120	15
REI 60	120	15	140	15
REI 90	140	20	160	25
REI 120	160	25	180	35
REI 180	200	40	250	45
REI 240	250	50	300	50

1.16.3.1.5 Vigas

Para vigas de sección de ancho variable se considera como anchura mínima b la que existe a la altura del centro de gravedad mecánico de la armadura traccionada en la zona expuesta.

Mediante la tabla siguiente puede obtenerse la resistencia al fuego de las secciones de vigas sustentadas en los extremos, referida a b_{min} y a a_{min} de la armadura inferior traccionada.

Resistencia al fuego	Opción 1		Opción 2		Opción 3		Opción 4	
	b_{min} (mm)	a_{min} (mm)	b_{min} (mm)	a_{min} (mm)	b_{min} (mm)	a_{min} (mm)	b_{min} (mm)	a_{min} (mm)
R 30	80	20	120	15	200	10	-	-
R 60	100	30	150	25	200	20	-	-
R 90	150	40	200	35	250	30	400	25
R 120	200	50	250	45	300	40	500	35
R 180	300	75	350	65	400	60	600	50
R 240	400	75	500	70	700	60	-	-

En el caso de vigas expuestas en sus cuatro caras deberá verificarse, además, que el área de la sección transversal de la viga no sea inferior a $2 \cdot b_{min}^2$.

1.16.3.1.6 Losas macizas

Con la tabla siguiente puede obtenerse la resistencia al fuego de las secciones de losas macizas, referida a a_{min} de la armadura inferior traccionada.

Sólo se debe respetar el espesor mínimo, h_{min} , de la tabla (incluyendo el solado o cualquier otro elemento que mantenga su función aislante durante todo el periodo de resistencia al fuego) si la losa debe cumplir una función de compartimentación de incendios (criterios R, E e I); pero no cuando se requiera únicamente una función resistente (criterio R).

Resistencia al fuego	h_{min} (mm)	a_{min} (mm)		
		Flexión en 1 dirección	Flexión bidireccional ^(**)	
			$L_y / L_x \leq 1,5$	$1,5 < L_y / L_x \leq 22$
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	20
REI 90	100	25	15	25
REI 120	120	35	20	30
REI 180	150	50	30	40
REI 240	175	60	50	50

(**) L_x y L_y son las luces de la losa, siendo $L_y > L_x$. En el caso de **Tricalc**, dado que este valor es de dudosa precisión cuando los pilares se sitúan de modo no regular, se utiliza siempre la columna correspondiente a flexión en una dirección.

Las **vigas planas** con macizados laterales mayores que 10 cm (lo cual es perceptivo según EHE-08 en forjados unidireccionales prefabricados) se pueden asimilar a losas unidireccionales.

1.16.3.1.7 Forjados bidireccionales (reticulares)

Con la tabla siguiente puede obtenerse la resistencia al fuego de las secciones de los forjado nervados bidireccionales, referida al ancho mínimo de nervio y a a_{min} de la armadura inferior traccionada.

Sólo se debe respetar el espesor mínimo de la losa superior (capa de compresión), h_s , de la tabla (incluyendo solado o cualquier elemento que mantenga su función aislante durante todo el periodo de resistencia al fuego) si el forjado debe cumplir una función de compartimentación de incendios (criterio REI); pero no cuando se requiera únicamente una función resistente (criterio R).

Resistencia al fuego	Opción 1		Opción 2		Opción 3		h_s (mm)
	b_{min}	a_{min}	b_{min}	a_{min}	b_{min}	a_{min}	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
REI 30	80	20	120	15	200	10	60
REI 60	100	30	150	25	200	20	80
REI 90	120	40	200	30	250	25	100
REI 120	160	50	250	40	300	25	120
REI 180	200	70	300	60	400	55	150
REI 240	250	90	350	75	500	70	175

Si los forjados disponen de elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y revestimiento inferior, para resistencia al fuego R 120 o menor bastará con que se cumpla el valor de a_{min} en la tabla correspondiente a losas macizas, pudiéndose contabilizar, a efectos de dicha distancia, los espesores equivalentes de hormigón del aislamiento.

1.16.3.1.8 Condiciones adicionales para el dimensionamiento de las armaduras

Para una resistencia al fuego R-90 o mayor, se exigen unas condiciones al armado que son tenidas en cuenta por **Tricalc** de forma opcional. Concretamente:

1.16.3.1.8.1 Vigas con las tres caras expuestas al fuego (vigas con cuelgue bajo el forjado)

Para R 90 o mayor, la armadura de negativos de vigas continuas se prolongará hasta el 33% de la longitud del tramo con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en los extremos. El programa **Tricalc** respetará esta prescripción si se selecciona la opción correspondiente

1.16.3.1.8.2 Losas macizas y forjados reticulares

Las **vigas planas** con macizados laterales mayores que 10 cm se pueden asimilar a losas unidireccionales. (Tanto EFHE como EHE-08 exigen siempre este macizado de 10 cm para forjados unidireccionales con elementos prefabricados).

Para losas macizas y reticulares sobre apoyos lineales, si se exige R 90 o mayor, la armadura de negativos deberá prolongarse un 33% de la longitud del tramo con una cuantía no inferior a un 25% de la requerida en

extremos sustentados. El programa **Tricalc** realizará esta comprobación si se selecciona la opción 'Considerar los criterios de armado del CTE DB SI – Anejo C, para una resistencia R 90 o superior' y además no se selecciona la opción 'Armar como losa sin vigas'.

Para losas macizas y reticulares sobre apoyos puntuales, si se exige R 90 o mayor, el 20% de la armadura superior sobre soportes deberá prolongarse a lo largo de todo el tramo. El programa **Tricalc** realizará esta comprobación si se selecciona la opción 'Considerar los criterios de armado del CTE DB SI – Anejo C, para una resistencia R 90 o superior' y además se selecciona la opción 'Armar como losa sin vigas'.

1.16.3.1.8.3 Forjados unidireccionales

Para una resistencia al fuego R 90 o mayor, la armadura de negativos de forjados continuos se debe prolongar hasta el 33% de la longitud del tramo con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en los extremos. Esto es respetado por **Tricalc** si se selecciona la opción "Considerar los criterios de armado del CTE DB SI – Anejo C, para una resistencia R 90 o superior".

1.16.3.2 Resistencia al fuego de los elementos de acero

En este anejo se establece un método simplificado que permite determinar la resistencia de los elementos de acero ante la acción representada por la curva normalizada tiempo-temperatura.

Se admite que la situación de incendio no varía las coacciones exteriores, tipos de unión ni clases de las secciones.

1.16.3.2.1 Modelos de cálculo

Para los pilares con secciones de Clase 1, 2 o 3, **Tricalc** utiliza el modelo expuesto en el apartado D.2.2 de este DB (véase el apartado 'Cálculo de la resistencia a fuego en pilares' a continuación).

Para las vigas y diagonales con secciones de Clase 1, 2 o 3, **Tricalc** utiliza el modelo expuesto en el apartado D.2.1 de este DB (véase el apartado 'Cálculo de la resistencia al fuego en vigas' a continuación).

Para las secciones de Clase 4 y secciones abiertas conformadas en frío, de acuerdo con el parrafo D.1(4) del CTE DB SI, basta comprobar que la temperatura del acero no alcanza el valor $\theta_{crit} = 350^\circ$.

1.16.3.2.2 Cálculo de la resistencia a fuego en pilares

Este DB sólo cubre el caso de estructuras arriostradas (intraslacionales). Sin embargo, **Tricalc** utiliza este método también en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales).

En soportes de pared no delgada (Clases 1, 2 o 3), la capacidad resistente de cálculo considerando pandeo de un elemento sometido a flexocompresión puede verificarse, a partir de las solicitaciones obtenidas de la combinación de acciones en caso de incendio, mediante las expresiones generales del DB SE-A usando los valores modificados dados a continuación:

El límite elástico se reducirá multiplicándolo por el coeficiente $k_{y,\theta}$ de la Tabla D.2.

- Como longitud de pandeo se tomará, en estructuras arriostradas y si el sector de incendio no abarca más de una planta, la mitad de la altura entre plantas intermedias, o el 0,7 de la altura de la última planta. En **Tricalc** se utilizará la misma longitud de pandeo que en situación no de incendio.
- Como curva de pandeo se utilizará la curva c, con independencia del tipo de sección transversal o el plano de pandeo.
- La esbeltez reducida se incrementará multiplicándola por el coeficiente $k_{\lambda,\theta}$ de la tabla D.2.

Tabla D.2

Temperatura (°C)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200
$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	1,00	1,00	1,00	1,00	0,78	0,47	0,23	0,11	0,06	0,04	0,00
$k_{\lambda,\theta}$	1,00	1,05	1,11	1,19	1,14	1,23	1,33	-	-	-	-

1.16.3.2.3 Cálculo de la resistencia a fuego en vigas

El método consiste en obtener, de la tabla D.1, la relación d/λ_p mínima a aportar por el aislamiento contra el fuego en función de la resistencia requerida en minutos, el factor de forma de la sección y el coeficiente de sobredimensionamiento de la viga, siendo:

d Espesor del aislamiento, en metros;

λ_p conductividad del aislante, en $W/(m \cdot K)$

Un valor $d/\lambda_p = 0$ o un valor de $\mu_{fi} < 0,4$ indica que no es necesario revestimiento protector frente al fuego.

Un valor de $\mu_{fi} > 0,7$ implica un fallo de resistencia frente al fuego.

Tabla D.1. Relación d/λ_p mínima requerida

Resistencia al fuego	A _m /V [m ⁻¹]	Coeficiente de sobredimensionado μ _{fi}		
		0,7 > μ _{fi} ≥ 0,6	0,6 > μ _{fi} ≥ 0,5	0,5 > μ _{fi} ≥ 0,4
R 30	30	0,05	0,00	0,00
	50		0,05	0,05
	100			
	150			
	200			
	250	0,10	0,10	
	300			
R 60	30	0,05	0,05	0,05
	50			
	100	0,10	0,10	0,10
	150			
	200	0,15		
	250			
	300			
R 90	30	0,05	0,05	0,05

	50	0,15	0,10	
	100			0,10
	150		0,15	0,15
	200			
	250	0,20		
	300		0,20	
R 120	30	0,10	0,05	0,05
	50	0,10	0,10	0,10
	100	0,15	0,15	0,15
	150	0,20	0,20	
	200			0,20
	250	0,25		
	300		0,25	
R 180	30	0,10	0,10	0,10
	50	0,15	0,15	0,15
	100	0,25	0,20	0,20
	150		0,25	0,25
	200	0,30		
	250		0,30	
	300	0,30		
R 240	30	0,15	0,15	0,10
	50	0,20	0,20	0,15

	100	0,30	0,25	0,25
	150	-	0,30	0,30
	200		-	
	250			-
	300			

1.16.3.2.4 Cálculo de la temperatura del acero

El cálculo se realiza de forma incremental. Se supone que tanto el acero como el ambiente se encuentran al principio a 20°C. Pasado un determinado incremento de tiempo (que en **Tricalc** es de 5 s) se calcula con la curva normalizada tiempo-temperatura la temperatura del gas que rodea al elemento. Con el ambiente a esa temperatura y el acero a 20°C se calcula el flujo de calor, alcanzándose otra temperatura en el acero al cabo de ese incremento de tiempo. A partir de aquí se considera otro incremento para el que habrá una temperatura de gas. Con esta última temperatura y la temperatura del acero del paso anterior, se recalcula el flujo de calor y con ello una nueva temperatura en el acero. Y así sucesivamente hasta llegar al tiempo de resistencia a fuego deseado (si es R60, por ejemplo, 60 minutos). La curva normalizada tiempo-temperatura se define en el artículo B.2 del CTE DB SI, expresión (B.1) [idéntica a la expresión (3.4) de EN 1991-1-2]:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10} (8 \cdot t + 1)$$

Siendo

θ_g temperatura del gas, en °C;

t tiempo desde el inicio del incendio, en minutos.

1.16.3.2.4.1 Secciones sin aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección sin aislamiento, el incremento de temperatura $\Delta\theta_{s,t}$ durante un intervalo de tiempo Δt debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{s,t} = (A_m / V) \cdot h'_{net,d} \cdot \Delta t / (c_s \cdot \rho_s)$$

Siendo

A_m / V factor de forma de la sección;

A_m área de la superficie del elemento por unidad de longitud;

V volumen del elemento por unidad de longitud;

c_s calor específico del acero: puede tomarse $c_s = 600 \text{ J/kgK}$;

$h'_{net,d}$ valor de diseño del flujo neto de calor por unidad de área;

Δt intervalo de tiempo considerado, no mayor de 5 s;

ρ_s densidad del acero, que puede tomarse como $\rho_s = 7850 \text{ Kg/m}^3$.

1.16.3.2.4 Secciones con aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección con aislamiento, el incremento de temperatura $\Delta\theta_{s,t}$ durante un intervalo de tiempo Δt debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{s,t} = [\lambda_p \cdot (A_p / V) \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{s,t}) \cdot \Delta t] / [d \cdot c_s \cdot \rho_s \cdot (1 + \phi / 3)] - (e^{\phi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t} \geq 0$$

$$\phi = [(c_p \cdot \rho_p) / (c_s \cdot \rho_s)] \cdot d \cdot A_p / V$$

Siendo

A_p / V	factor de forma para elementos de acero con protección frente al fuego;
A_p	área de la superficie interior del material protector por unidad de longitud del elemento (para revestimientos huecos con holgura alrededor del elemento de acero, debe ser adoptado el mismo valor que para un revestimiento hueco sin holgura);
V	volumen del elemento por unidad de longitud;
c_s	calor específico del acero;
c_p	calor específico del material aislante independiente de la temperatura;
d	grosor del material de protección contra el fuego;
λ_p	conductividad térmica del sistema de protección frente al fuego;
ρ_a	densidad del acero;
ρ_p	densidad del material de protección.

1.16.3.3 Resistencia al fuego de las estructuras de madera

En este anejo se establecen un método simplificado (método de la sección reducida) de cálculo que permite determinar la resistencia de los elementos estructurales de madera ante la acción representada por la curva normalizada tiempo-temperatura, basado en la EN 1995-1-2:2004 (Eurocódigo 5).

Véase el apartado 'Cálculo bajo la acción del fuego' referente a Eurocódigo 5 del capítulo "I Eurocódigos" para una descripción de este método.

1.17 Norma EAE (2011)

La EAE es la Instrucción Española de Acero Estructural. Está basado en diversas partes de la norma europea EN 1993-1 (Eurocódigo 3) y convive con el CTE DB SE-A: en Edificación pueden utilizarse en España indistintamente, aunque la EAE tiene un campo de aplicación mayor. Para las uniones entre elementos de acero (módulos **T-Connect**), no se utiliza la EAE, sino que se utiliza directamente la norma europea EN 1993-1-8:2005.

Dada su similitud con el Eurocódigo 3 se remite al apartado sobre dicho Eurocódigo del capítulo "I Eurocódigos", donde se especifican los detalles de dicho eurocódigo y sus diferencias con la EAE.

1.18 Norma Código Estructural (2021)

El Código Estructural fue publicado en el BOE el 10 de agosto de 2021 y entró en vigor el 10 de noviembre de 2021. Esta norma tiene como campo de aplicación las estructuras de hormigón, acero estructural y mixtas de acero y hormigón; tanto en el ámbito de la edificación como en el de la obra pública (ingeniería civil). Deroga las instrucciones EHE-08 y EAE, a las que sustituye.

En su Artículo 3 indica que, para justificar que la estructura cumple las exigencias que establece este Código, el autor del proyecto, con la conformidad de la propiedad, y la dirección facultativa deberán adoptar una de las siguientes estrategias:

- Utilizar los procedimientos de este Código

- Utilizar, para el dimensionamiento y comprobación de la estructura, los siguientes Eurocódigos Estructurales junto con los Anejos Nacionales publicados en la web del ministerio:
 - UNE EN 1990:2003/A1:2010 Bases de cálculo de estructuras
 - UNE EN 1992-1-1:2013/A1:2015 Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificios; UNE EN 1992-1-2:2011 Proyecto de estructuras de hormigón. Proyecto de estructuras sometidas al fuego y UNE EN 1992-2:2013 Proyecto de estructuras de hormigón. Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas
 - UNE EN 1993-1-1:2013/A1:2014 Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para edificios; UNE-EN 1993-1-2:2016 Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego; UNE-EN 1993-1-4:2012. Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales. Reglas adicionales para los aceros inoxidables; UNE-EN 1993-1-5:2013, UNE-EN 1993-1-5:2013/A1:2019 y UNE-EN 1993-1-5:2013/A2:2020. Proyecto de estructuras de acero. Placas planas cargadas en su plano; UNE-EN 1993-1-8:2013. Proyecto de estructuras de acero. Uniones; UNE-EN 1993-1-9:2013. Proyecto de estructuras de acero. Fatiga; UNE-EN 1993-1-10:2013. Proyecto de estructuras de acero. Tenacidad de fractura y resistencia transversal y UNE-EN 1993-2:2013. Proyecto de estructuras de acero. Puentes
 - UNE-EN 1994-1-1:2013. Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Reglas generales y reglas para edificación; UNE-EN 1994-1-2:2016. Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego y UNE-EN 1994-2:2013. Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Reglas generales y reglas para puentes
- Adoptar soluciones alternativas que se aparten parcial o totalmente de los procedimientos contemplados en este Código, siempre que sus prestaciones sean, al menos, equivalentes a las que se obtendrían por la aplicación de los procedimientos de este,

Cuando se selecciona la primera colección de normas para España indicada al principio de este capítulo, el programa utiliza la primera de estas alternativas del Código, tal como se indica en este capítulo del manual de normativas.

Para utilizar la segunda alternativa, puede utilizar la opción de los Eurocódigos Estructurales junto con los Anexos Nacionales para España.

1.18.1 Bases de cálculo

Las bases de cálculo se establecen en el Anejo 18 del Código Estructural, que es una adaptación de la UNE EN 1990, que, en el caso de Edificación, remite al CTE DB SE para establecer los coeficientes parciales de seguridad de las acciones y los coeficientes de simultaneidad de las mismas.

Dada su similitud con ellas, se remite al apartado *Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras* del Capítulo 9, *Eurocódigos Estructurales*, de este Manual de Normativas, donde se indican las diferencias entre ambos textos.

1.18.2 Acciones

El Código Estructural no establece las acciones a considerar. En el caso de Edificación, remite a:

- El CTE DB SE-AE para las cargas permanentes, las sobrecargas de uso, viento y nieve. Vea el apartado *Norma CTE DE SE-AE* de este mismo capítulo para más información.
- La NCSE-02 para la acción sísmica y las consideraciones constructivas derivadas de ella. Vea el apartado *Normas NCSE-94 y NCSE-02* de este mismo capítulo para más información.

1.18.3 Estructuras de hormigón

Las exigencias para las estructuras de hormigón se establecen en el Título 2 del Código y, fundamentalmente (a los efectos de Tricalc) en sus Anejos 19 y 20.

- El Anejo 19, *Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación*, es una adaptación de la UNE EN 1992-1-1.
- El Anejo 20, *Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego*, es una adaptación de la EN 1992-1-2.

Dada su similitud con ellas, vea el apartado *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón* del capítulo 9 *Eurocódigos Estructurales* de esta Manual de Normativas para más información (en donde se indicarán las diferencias entre ambos textos).

1.18.4 Estructuras de acero

Las exigencias para las estructuras de acero estructural se establecen en el Título 3 del Código y, fundamentalmente (a los efectos de Tricalc) en sus Anejos 22, 23, 25 y 26.

- El Anejo 22, *Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para edificación*, es una adaptación de la UNE EN 1993-1-1;
- El Anejo 23, *Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego*, es una adaptación de la EN 1993-1-2;
- El Anejo 25, *Proyecto de estructuras de acero. Placas planas cargadas en su plano*, es una adaptación de la UNE EN 1993-1-5;
- El Anejo 26, *Proyecto de estructuras de acero. Uniones*, es una adaptación de la UNE EN 1993-1-8.

Nota: El Código Estructural no da soporte al uso de perfiles conformados en frío de sección abierta (como sí daba la Instrucción EAE a la cual deroga este Código). El programa utilizará para ellos lo indicado en la EN 1993-1-3.

Dada su similitud con ellas, vea el apartado *Eurocódigo 3 y EAE: Proyecto de estructuras metálicas* del capítulo 9 *Eurocódigos Estructurales* de esta Manual de Normativas para más información (en donde se indicarán las diferencias entre ambos textos).

1.18.5 Estructuras mixtas de hormigón y acero

Las exigencias para las estructuras mixtas de hormigón y acero estructural se establecen en el Título 4 del Código y, fundamentalmente (a los efectos de Tricalc) en sus Anejos 30 y 31.

- El Anejo 30, *Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero. Reglas generales para edificación*, es una adaptación de la UNE EN 1994-1-1;
- El Anejo 31, *Proyecto de estructuras mixtas. Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego*, es una adaptación de la EN 1994-1-2;

Dada su similitud con ellas, vea el apartado *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas* del capítulo 9 *Eurocódigos Estructurales* de esta Manual de Normativas para más información (en donde se indicarán las diferencias entre ambos textos).

2 Eurocódigos Estructurales

2.1 Introducción

Los Eurocódigos Estructurales comprenden un grupo de normas para el proyecto estructural y geotécnico de edificios y obras de ingeniería civil.

Existen 10 Eurocódigos Estructurales, desde la EN 1990 a EN 1999, divididos a su vez en varias partes y subpartes. Estos diez Eurocódigos son:

EN 1990	Eurocódigo 0	Bases para el cálculo de estructuras
EN 1991	Eurocódigo 1	Acciones en estructuras
EN 1992	Eurocódigo 2	Proyecto de estructuras de hormigón
EN 1993	Eurocódigo 3	Proyecto de estructuras de acero
EN 1994	Eurocódigo 4	Proyecto de estructuras mixtas
EN 1995	Eurocódigo 5	Proyecto de estructuras de madera
EN 1996	Eurocódigo 6	Proyecto de estructuras de fábrica
EN 1997	Eurocódigo 7	Proyecto geotécnico
EN 1998	Eurocódigo 8	Proyecto de estructuras sismorresistentes
EN 1999	Eurocódigo 9	Proyecto de estructuras de aluminio

Cada Eurocódigo se pretende que vaya acompañado del respectivo Anejo Nacional correspondiente al país donde se ubique la obra. Por ejemplo, el Reino Unido ya ha publicado sus Anejos Nacionales, mientras que en España (en donde el Estado se ha reservado las atribuciones para redactar y publicar parte de los Anejos Nacionales) no ha publicado en su totalidad a día de hoy (octubre de 2023). Incluso los Anexos Nacionales previamente publicados de los Eurocódigos 2, 3 y 4, han sido derogados con la publicación del Código Estructural y la consecuente derogación de la EHE-08 y EAE-11. Teóricamente, la fecha tope para publicar o ratificar los Eurocódigos, así como publicar los respectivos anexos nacionales, era el 31 de marzo de 2010. En muchos países (como Reino Unido, Francia o Alemania) esto ha supuesto la sustitución y derogación de las normas nacionales anteriores. En otros (como España, Portugal o Italia) las normas nacionales tienen mayor rango legal que los Eurocódigos, por lo que la transición de unos a otros será más larga. Los Eurocódigos Estructurales implementados en Tricalc son:

- EN 1990:2002. Bases de cálculo para estructuras.
- EN 1991 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras, incluyendo la parte EN 1991-1-4:2005 sobre acciones de viento.
- EN 1992-1-1:2004 y EN 1992-1-2:2004 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.
- EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-2:2005, EN 1993-1-3:2006, EN 1993-1-5:2006 y EN 1993-5:2007 Eurocódigo 3: Estructuras de Acero.
- EN 1993-1-8:2005 Eurocódigo 3: Estructuras de Acero, Uniones.
- EN 1994-1-1:2004 y EN 1994-1-2:2005 Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero.
- EN 1995-1-1:2006 y EN 1995-1-2:2004 Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera y resistencia al fuego de las estructuras de madera.
- EN 1996-1-1:2005 y EN 1996-1-2:2005 Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica.
- EN 1997-1:2004+AC:2009/A1:2013 Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico.
- EN 1998-1:2004 Eurocódigo 8: Acciones sísmicas.

- EN 1999-1-1:2007, EN 1999-1-2:2007 Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio.

Dada la similitud de los Eurocódigos 3, 5 y 6 con las normas españolas EAE, CTE DB SE-M y CTE DB SE-F, respectivamente, así como la similitud de los Eurocódigos 0, 2, 3 y 4 con la norma española Código Estructural, este documento es de aplicación a todas ellas, indicándose en cada caso las diferencias.

El programa Tricalc utiliza los Eurocódigos Estructurales en los siguientes conjuntos de normas seleccionables en la ficha “Normativa” de la función “Archivo>Preferencias”:

- Eurocódigos Estructurales. Al seleccionar este conjunto, se utilizan todos los Eurocódigos estructurales implementados, tanto en su versión genérica, como con el Anexo Nacional seleccionado por el usuario (que puede ser modificado por el propio usuario).
- España (EHE, EFHE, NCSE, EA-95, NBEs, EC5 y EC6). Al seleccionar este conjunto se utilizan los Eurocódigos estructurales correspondientes a madera y fábricas.
- Portugal. Al seleccionar este conjunto se utilizan los Eurocódigos estructurales correspondientes a acero, madera y fábrica.

Un caso especial lo constituye el correspondiente a forjados unidireccionales de chapa de acero y vigas mixtas, que se calcula según la EN 1994-1-1:2004 al seleccionar cualquier norma española (salvo el Código Estructural), los Eurocódigos Estructurales y la norma portuguesa. Otro caso especial es el correspondiente a las uniones entre barras de acero, que se calculan según la EN 1993-1-8:2005 al seleccionar cualquier normativa del programa. De igual forma, para el cálculo de las estructuras de aluminio se utiliza la EN 1999-1-1:2007, independientemente de la normativa seleccionada. Finalmente, la resistencia al fuego de la estructura se calcula según la EN 1999-1-2:2007 en el caso del aluminio y para el resto de materiales según las partes correspondientes de los Eurocódigos al seleccionar cualquiera de las siguientes normas:

- Eurocódigos Estructurales.
- España (EHE, EFHE, NCSE, EA-95, NBEs, EC5 y EC6).
- España (EH-91, EF-96, NCSE, EA-95, FL-90 y NBEs).
- Portugal.

2.2 Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras

EN 1990:2002 + AC:2008.

El Anejo 18 del Código Estructural de España es prácticamente idéntico a este Eurocódigo, salvo lo indicado en contrario en los apartados siguientes.

El Eurocódigo 0 establece los principios de cálculo en estados límite y la verificación mediante el método de los coeficientes parciales. Tanto la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08) como el Código Técnico de la Edificación (CTE), también de España o la Norma Portuguesa de Acciones (RSA) utilizan estos principios de cálculo y el mismo método de verificación, aunque con algunas particularidades indicadas en los apartados siguientes.

2.2.1 Situaciones de proyecto

El apartado 3.2 clasifica las situaciones de proyecto en:

- Persistentes, que se refieren a condiciones de uso normal;
- Transitorias, que se refiere a situaciones temporales, tales como la ejecución o reparación;
- Accidentales, que se refiere a situaciones excepcionales, como incendio, impacto o fallo localizado;
- Sísmicas.

Nota: AENOR, el Código Estructural, la EHE-08 y el CTE no tienen un criterio uniforme para la traducción de ‘Persistent’, traducándose a veces como ‘Persistente’ y otras como ‘Permanente’. En **Tricalc** adoptamos el término ‘Persistente’ que consideramos más acertado.

2.2.2 Estados Límite Últimos

En el apartado 6.4.1 se establecen los siguientes estados límite últimos a comprobar:

- EQU: Pérdida del equilibrio estático de la estructura (vuelco)
- STR: Fallo interno (rotura) o deformación excesiva por resistencia del material
- GEO: Fallo interno o deformación excesiva en el terreno por resistencia del terreno
- FAT: Fallo por fatiga (no contemplado en el programa)

Para la comprobación de estos estados límite (excluida la fatiga), se establecen las combinaciones de acciones indicadas en los apartados siguientes.

Nota: En la tabla 4.1 del CTE DB SE, se ha traducido el estado ‘EQU: Pérdida de equilibrio’ por ‘Estabilidad’, provocando que algunos piensen, erróneamente, que la comprobación de inestabilidad – pandeo sea un caso de ‘Estabilidad’, cuando realmente es de ‘Resistencia’.

2.2.2.1 Combinaciones para situaciones persistentes y transitorias

De acuerdo con el apartado 6.4.3.2 y el anexo A (y salvo que el anejo nacional correspondiente indique otro criterio) se establecen tres alternativas diferentes:

- Alternativa 1: expresión (6.10)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ “+” } \gamma_P \cdot P \text{ “+” } \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 \text{ “+” } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Alternativa 2 (válida para STR y GEO): expresiones (6.10a) y (6.10b)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ “+” } \gamma_P \cdot P \text{ “+” } \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ “+” } \gamma_P \cdot P \text{ “+” } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

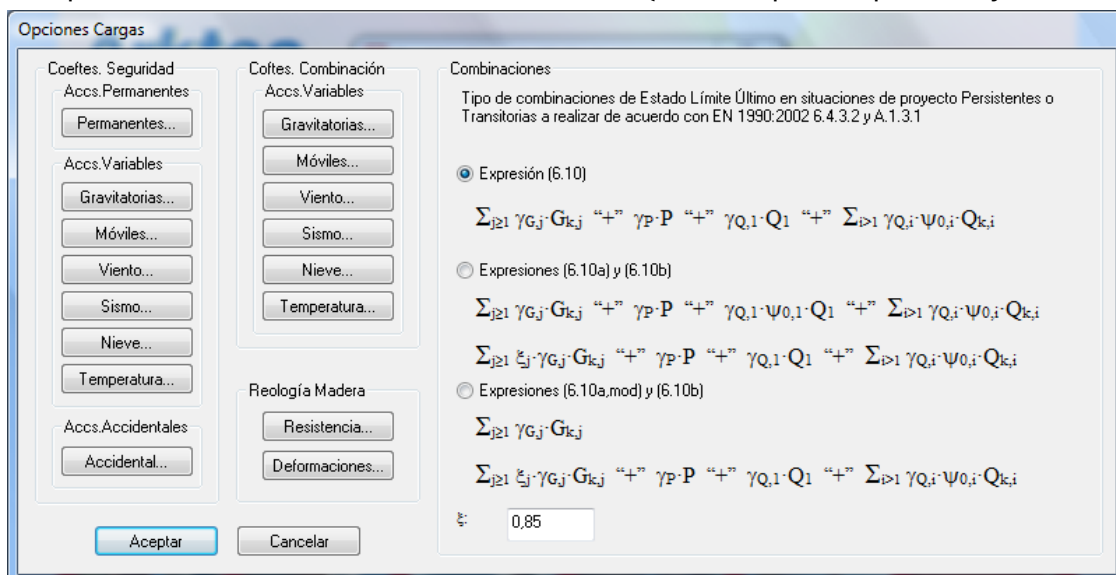
- Alternativa 3 (válida para STR y GEO): expresiones (6.10a_{mod}) y (6.10b)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ “+” } \gamma_P \cdot P \text{ “+” } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

El Código Estructural, de acuerdo con su Apéndice C del Anejo 18, adopta la alternativa 1 exclusivamente.

En el caso de los Eurocódigos Estructurales, el programa permite elegir entre las tres alternativas mediante la función **Cargas > Opciones**, tal como se indica en la imagen siguiente. El valor del coeficiente ξ también es modificable por el usuario, siendo su valor recomendado (salvo lo que indique el anejo nacional) $\xi = 0,85$.



2.2.2.2 Combinaciones para situaciones de proyecto accidentales

De acuerdo con la expresión (6.11b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } A_d \text{ “+” } (\psi_{1,1} \text{ o } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

La elección entre $\psi_{1,1}$ y $\psi_{2,1}$ dependerá del tipo de acción accidental. Las EN 1991 a EN 1999 aportan más información al respecto. En **Tricalc** se adopta $\psi_{1,1}$, en concordancia con el CTE, lo que está del lado de la seguridad.

2.2.2.3 Combinaciones para situaciones de proyecto sísmicas

De acuerdo con la expresión (6.12b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } A_{Ed} \text{ “+” } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

2.2.3 Estados Límite de Servicio

En el apartado 6.5.3 se establecen los siguientes tipos de combinaciones:

Combinación **característica**, para estados límite irreversibles, en general

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación **frecuente**, para estados límite reversibles, en general

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación **casi permanente**, para efectos a largo plazo y apariencia de la estructura

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Este Eurocódigo no fija los valores límite relacionados con los criterios de aptitud al servicio. Las deformaciones horizontales (desplomes) o verticales (flechas) máximas y las vibraciones admisibles deberían especificarse para cada proyecto y acordarse con el cliente o bien pueden venir indicados en el anexo nacional. Si se indica, que, para evaluar las flechas:

- Para la apariencia de la estructura debe usarse la combinación casi permanente.
- Para el funcionamiento o daño de elementos no estructurales (integridad), debe tenerse en cuenta la flecha producida después de la colocación del elemento dañable.

Para otros estados límite de servicio (por ejemplo fisuración) se remite a los Eurocódigos correspondientes.

2.2.4 Coeficientes de seguridad y de combinación de las acciones

En el Anejo A se indican los valores de los coeficientes parciales de seguridad y de combinación de las acciones para el caso de edificación, si bien se indica que los anejos nacionales pueden establecer otros valores.

El Código Estructural remite, en el caso de edificación, al CTE DB SE.

En todo caso éstos podrán ser modificados y fijados libremente por el usuario.

En el Listado de Datos de Cálculo se indican los coeficientes parciales de seguridad de las acciones fijados y por tanto utilizados por el programa. También se indican en dicho listado los coeficientes de combinación ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 utilizados.

Los coeficientes de combinación se establecen en la siguiente tabla (tabla A.1.1 de la EN 1990):

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoría de sobrecarga superficial de uso			
A: Zonas residenciales	0,7	0,5	0,3
B: Zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
C: Zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
D: Zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
E: Zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
F: Zonas con tráfico de vehículos de peso $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
G: Zonas con tráfico de vehículos de $30\text{kN} < \text{peso} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
H: Cubiertas	0,0	0,0	0,0
Nieve			
Finlandia, Islandia, Noruega y Suecia	0,7	0,5	0,2
Recomendación para altitudes $> 1000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Recomendación para altitudes $\leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0,0
Viento	0,6	0,2	0,0
Temperatura (sin incendio)	0,6	0,5	0,0

Tricalc dispone por defecto los coeficientes de simultaneidad de sobrecarga para Zonas de Categorías A – B, Nieve para altitudes menores de 1000 metros, viento y temperatura.

En **Tricalc** no es posible definir coeficientes de simultaneidad distintos para distintas partes de la estructura si la misma tiene diferentes usos, debiendo disponerse en este caso el más desfavorable.

Los coeficientes de seguridad a utilizar en las situaciones de proyecto persistentes o transitorias en estado límite último se fijan en el apartado A.1.3.1, aunque pueden modificarse en el anexo nacional o para diferentes grados de fiabilidad de acuerdo con el anexo B. El Código Estructural remite, en el caso de edificación, al CTE DB SE.

- Para el estado límite último de equilibrio (EQU), se pueden utilizar los valores definidos en la tabla siguiente (tabla A.1.2(A) de la EN 1990):

Ecuación a usar	Acciones permanentes		Acción variable predominante		Acciones variables de acompañamiento	
	Desfavorables	Favorables	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable

6.10	$\gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}; G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
	$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$	$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$

En **Tricalc** sólo se estudia este estado límite último en la comprobación a vuelco de zapatas y muros o pantallas de contención, en donde se define un único coeficiente de seguridad para las acciones permanentes favorables (estabilizantes) y otro para las acciones permanentes o variables desfavorables (desestabilizantes).

- Para el estado límite último de resistencia (STR) de elementos no de cimentación, se pueden utilizar los valores definidos en la tabla siguiente (tabla A.1.2(B) de la EN 1990):

Cas o	Ecuacion s	Acciones permanentes		Acción variable Predominante		Acciones variables de acompañamiento	
		Desfavorable s	Favorable s	Desfavorabl e	Favorabl e	Desfavorable s	Favorable s
1	6.10	$\gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}; G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
		$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$
2	6.10a	$\gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}; G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}; \psi_{0,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
		$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$
	6.10b	$\xi; \gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}; G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}; \psi_{0,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
		$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$
		$\xi = 0,85$					
3	6.10a _{mod}	$\gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}; G_{kj,inf}$	--	--	--	--
		$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	--	--	--	--
	6.10b	$\xi; \gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}; G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}; \psi_{0,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
		$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$
		$\xi = 0,85$					

En **Tricalc** se aplica esta tabla con las siguientes salvedades: el valor del coeficiente de mayoración Desfavorable será modificable por el usuario, aunque con los valores de defecto de esta tabla: 1,35 para carga permanente y 1,50 para carga variable. Sin embargo, el valor del coeficiente de mayoración Favorable NO será modificable por el usuario, tiene el valor de esta tabla: 1,00 para carga permanente y 0,0 para carga variable.

- Para el estado límite último de resistencia (STR) de elementos de cimentación y el estado límite último de resistencia del terreno y hundimiento (GEO) se permiten tres enfoques diferentes y se remite a la norma EN 1997:
- Enfoque 1: Utilizar los valores definidos en la tabla A.1.2(C) para comprobar la resistencia del terreno (GEO) y los valores de la tabla A.1.2(B) para la comprobación de resistencia (STR) del elemento de cimentación.
- Enfoque 2: Aplicar, tanto a las acciones geotécnicas como al resto de acciones de la estructura, los valores definidos en la tabla A.1.2(B).
- Enfoque 3: Aplicar a las acciones geotécnicas los valores de la tabla A.1.2(C) y, simultáneamente, los coeficientes parciales de la tabla A.1.2(B) al resto de acciones de la estructura.

La tabla A.1.2(C), es la siguiente:

Ecuación a usar	Acciones permanentes		Acción variable predominante		Acciones variables de acompañamiento	
	Desfavorables	Favorables	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable
6.10	$\gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}; G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
	$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,30$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,30$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$

En **Tricalc** se utiliza un procedimiento similar al enfoque 1, basado en la norma española CTE DB SE-C. (El Código Estructural como ya se ha indicado, no fija estos coeficientes ni estos enfoques, remitiéndose directamente, en el caso de edificación, al CTE).

2.3 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras

El Eurocódigo 1 está formado por las siguientes partes:

- EN 1991-1-1:2002. Acciones generales. Pesos propios y sobrecargas de uso en edificios
- EN 1991-1-2:2002. Acciones generales. Acciones en estructuras expuestas al fuego
- EN 1991-1-3:2003. Acciones generales. Cargas de nieve
- EN 1991-1-4:2005. Acciones generales. Acciones de viento
- EN 1991-1-5:2003. Acciones generales. Acciones térmicas
- EN 1991-1-6:2005. Acciones generales. Acciones durante la ejecución
- EN 1991-1-7:2006. Acciones accidentales
- EN 1991-2:2003. Cargas de tráfico en puentes
- EN 1991-3:2006. Acciones inducidas por grúas y máquinas
- EN 1991-4:2006. Silos y tanques

En este documento se hace referencia sólo a aquellas partes del Eurocódigo 1 que afectan a los cálculos realizados por **Tricalc**.

2.3.1 Peso propio

El peso propio de las construcciones debe considerarse como una acción fija permanente. Si es necesario, puede distinguirse entre un valor característico superior y otro inferior. Las cargas de terreno sobre terrazas y cubiertas también deben considerarse acciones permanentes.

En el Anexo A de la EN 1991-1-1:2002 (no reproducido en este documento) se incluyen los pesos de materiales, productos y elementos constructivos típicos.

2.3.2 Sobrecargas de uso

En general, deben considerarse acciones libres variables cuasi-estáticas.

En aquellas situaciones de proyecto en que las sobrecargas de uso actúen simultáneamente con otras acciones variables (viento, nieve, ...), las sobrecargas de uso totales consideradas en la hipótesis de carga se deben entender como una acción única. Para ello, en el programa **Tricalc**, las sobrecargas se agrupan en 'familias' de acuerdo a su hipótesis correspondiente.

En cubiertas de edificios, no se deberían aplicar conjuntamente y de forma simultánea las acciones exteriores, las acciones de nieve y las acciones de viento (para ello, se establecen coeficientes de combinación ψ adecuados).

Para asegurar una resistencia local mínima de los elementos de forjado, debe realizarse una verificación por separado con una carga concentrada que, salvo que se indique lo contrario, no debe combinarse con las cargas uniformemente repartidas u otras acciones variables. Sus valores recomendados (a veces en forma de rango) se establecen en las tablas (no reproducidas aquí) 6.2, 6.4, 6.6, 6.8, 6.10 y 6.11 de la EN 1991-1-1:2002, aunque los anexos nacionales pueden definir valores alternativos.

2.3.2.1 Reducción de sobrecargas

Se permite un factor reductor de hasta un 40% para sobrecargas tanto para elementos horizontales (vigas) como verticales (pilares y muros) en función de su área tributaria y otros factores. Esta posibilidad no es tenida en cuenta por el programa **Tricalc**.

2.3.3 Viento

El cálculo de las acciones de viento se realiza mediante la UNE-EN 1991-1-4:2005, que corresponde a la parte 1-4 del Eurocódigo 1, titulada "Acciones generales. Acciones de viento". En adelante nos referiremos a este documento como EC-1.1.4.

2.3.3.1 Viento exterior

La forma de calcular la acción del viento exterior en EC-1.1.4 parte de la fórmula (5.1) en el apartado 5.2(1), denominado "Presión del viento en estructuras":

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Siendo

$q_p(z_e)$ es la presión correspondiente a la velocidad de pico;

c_{pe} es el coeficiente de presión para la presión exterior;

w_e es la presión del viento sobre las superficies exteriores.

Para el cálculo de $q_p(z_e)$ acudimos al apartado 4.5 "Presión correspondiente a la velocidad de pico" para utilizar la fórmula (4.8):

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

donde

$$v_b = C_{prob} \cdot v_{b,0}$$

v_b velocidad básica de cálculo

$v_{b,0}$ valor fundamental de la velocidad básica de cálculo

$c_e(z)$ factor de exposición

El valor fundamental de la velocidad básica de cálculo es un parámetro requerido por el asistente de **Tricalc**, ya que será variable para las distintas zonas de cada país, y estará especificado en el Anejo Nacional correspondiente.

Nota para España: A falta de una Anexo Nacional para España, puede adoptarse como valor de $v_{b,0}$ el valor de v_b definido en el apartado D.1 del CTE DB SE-AE, con valores comprendidos entre 26 m/s y 29 m/s. Véase el Capítulo 1 España de este manual para más información.

Nota para Portugal: En la NP EN 1991-1-4:2010, NA.2.3, se divide el terreno portugués en Zona A (caso general) y Zona B (Azores, Madeira, franja costera de 5 km y zonas con altitud superior a 600 m). La tabla NA.I establece entonces, para $v_{b,0}$: 27 m/s para zona A y 30 m/s para zona B.

Podrá aplicarse un periodo de retorno de 1, 2, 5, 10, 20, 50 o 200 años a la velocidad básica por medio del coeficiente c_{prob} cuyo valor se obtiene mediante la fórmula (4.2), a la que se aplican los valores recomendados de $K=0,2$ y $n=0,5$:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n$$

Para el cálculo de $c_e(z)$, consideramos terreno llano (coeficiente topográfico $c_0=1$) y factor de turbulencia $k_1=1$ (valor recomendado en EC-1.1.4), por lo que podemos utilizar la figura 4.2, para la que se necesita conocer la altura a considerar y la categoría de terreno que corresponde con nuestro caso en la tabla 4.1, que mostramos a continuación:

Categoría de terreno	
0	Mar abierto o zona costera expuesta al mar abierto
I	Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos
II	Áreas con vegetación baja, como hierba, y obstáculos aislados (árboles, edificaciones) con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos
III	Áreas con una cobertura de vegetación uniforme o edificaciones o con obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos (villas, terreno suburbano, bosques permanentes)
IV	Áreas en las que al menos un 15% de la superficie está cubierta por edificios cuya altura media supera los 15 m

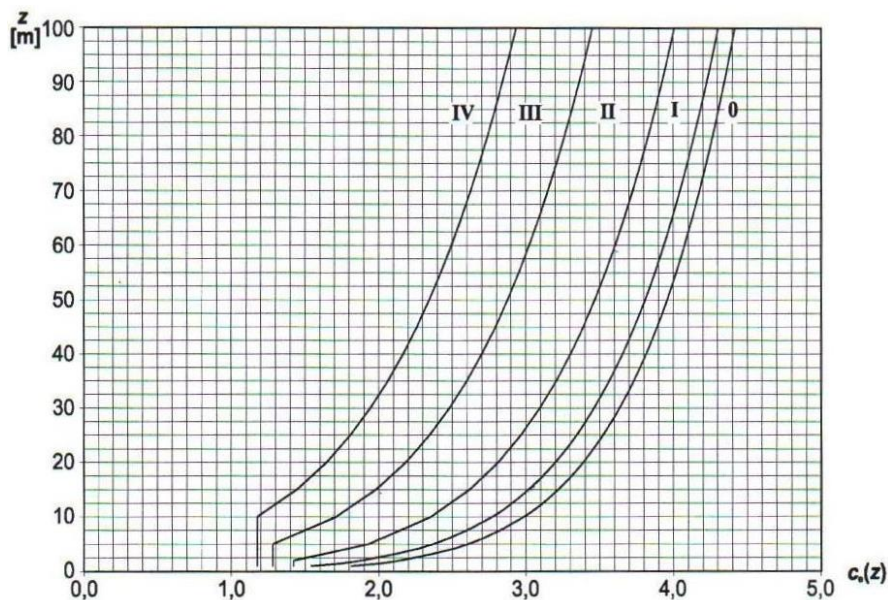


Figura 4.2. Coeficiente de exposición $c_e(z)$ para $c_0=1$, $k_1=1$

En **Tricalc**, para definir la acción del viento en cada dirección, se puede hacer de forma directa en el cuadro de diálogo correspondiente o bien solicitar la ayuda del asistente mediante el botón colocado al efecto en el citado cuadro de diálogo:

Carga de viento (Mayús+w)

Dirección

Vector:

Hipótesis:

Datos:

Reparto

Superficie actuante

Paneles

Nombre:

Separación (cm)

Repartir sobre barras ficticias

Repartir sobre tirantes

Aceptar Cancelar Introducir >>

Viento en la dirección 3

Viento exterior

Valor

Acción del viento [we / cpe] (kN/m2):

Coefficiente eólico, cp

Presión

Succión

Valor

Calcular según las tablas 7.1 a 7.4b o apartados 7.6, 7.7 y 7.9.2 de UNE-EN 1991-1-4:2005

Propagar valores al resto de direcciones

Viento interior

Valor

Acción del viento [wi / cpi] (kN/m2):

Coefficiente eólico interior, cpi

Presión

Succión

Valor

Coefficiente de rozamiento (0 - 0.1)

Aceptar Cancelar

Viento exterior

Datos

Vb,0: Valor fundamental de la velocidad básica de viento (m/s)

Rugosidad o aspereza del terreno

Período de retorno (Años)

Altura a considerar (m)

Resultados

Corrección por período de retorno

Vb: Velocidad básica del viento (m/s)

ce: Coeficiente de exposición

qb: Presión básica del viento (kN/m2)

we/cpe: Acción del viento (kN/m2)

Sí Cancelar

Para el valor de c_{pe} se utilizan las tablas correspondientes a los casos que se contemplan en **Tricalc**:

Tabla 7.1: Muros verticales de edificios de planta rectangular;

Tabla 7.2: Cubiertas planas;

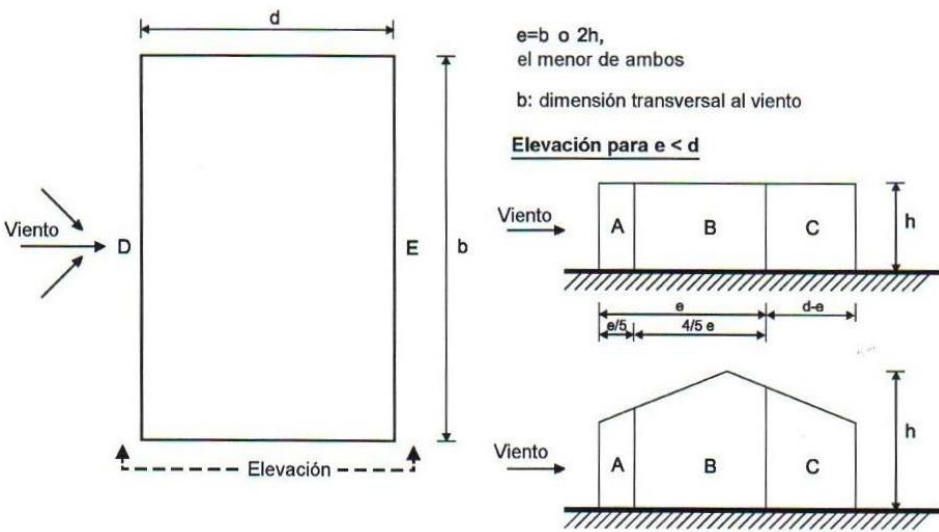
Tablas 7.3a y 7.3b: Cubiertas a un agua;

Tablas 7.4a y 7.4b: Cubiertas a dos aguas.

En las citadas tablas se muestran los valores de coeficientes de presión externa, que dependen del área cargada, A, que es el área de la estructura que produce la acción de viento. Se dan los coeficientes de presión para áreas de menores o iguales a 1 m², denominados $c_{pe,1}$, y para áreas mayores o iguales a 10 m², denominados $c_{pe,10}$. Para áreas comprendidas entre 1 y 10 m², se utiliza la fórmula dada en el apartado 7.2.1(1):

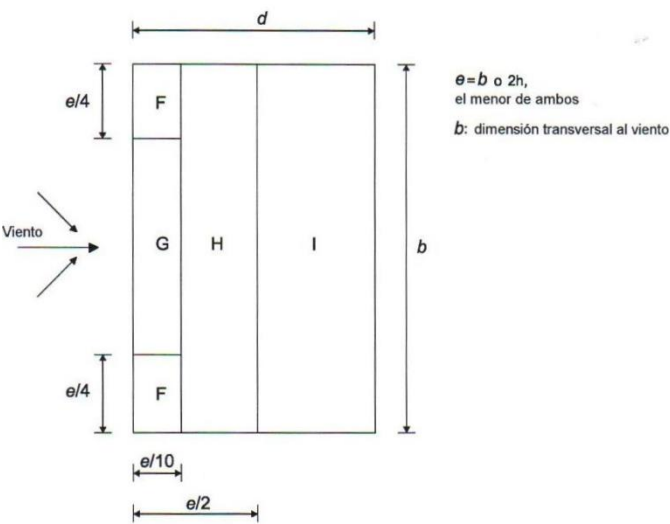
$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A$$

Muros verticales de edificios de planta rectangular



Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

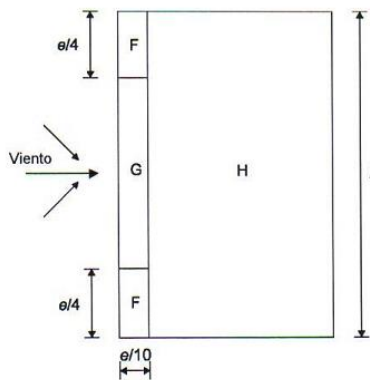
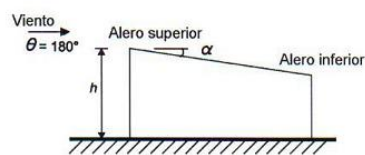
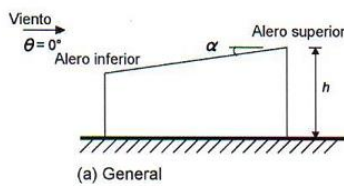
Cubiertas planas



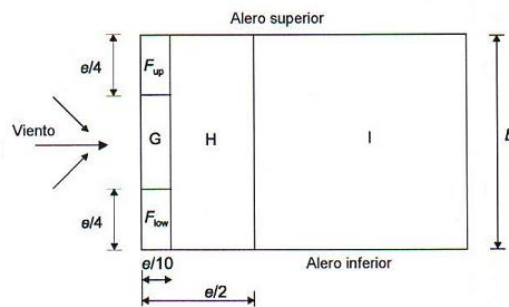
Zona

F		G		H		I	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
						-0,2	

Cubiertas a un agua



(b) Direcciones del viento $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 180^\circ$



(c) Dirección del viento $\theta = 90^\circ$

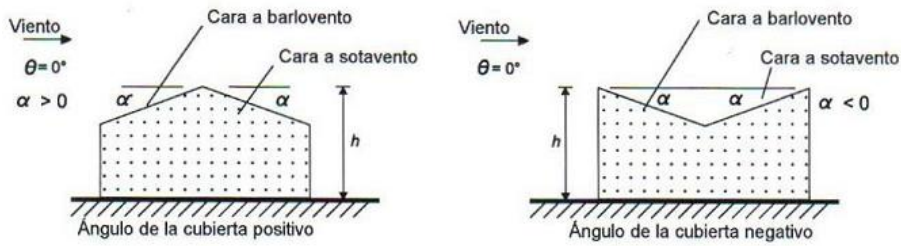
$\theta = b \circ 2h$,
el menor de ambos
 b : dimensión transversal al viento

Ángulo de la cubierta α	Zona con dirección del viento $\theta=0^\circ$						Zona con dirección del viento $\theta=180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2

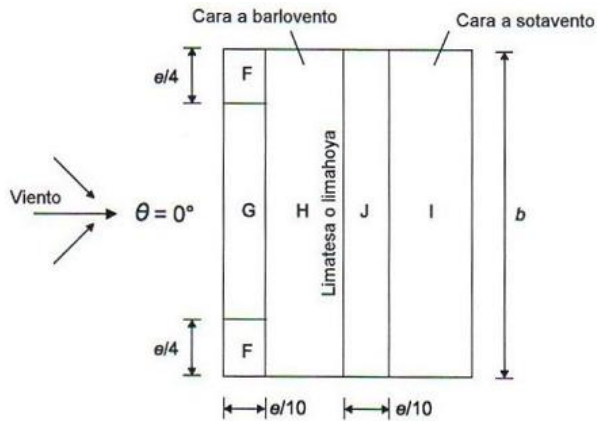
	+0,2		+0,2		+0,2					
30°	- 0,5	- 1,5	- 0,5	- 1,5	-0,2	-1,1	- 2,3	- 0,8	- 1,5	-0,8
	+0,7		+0,7		+0,4					
45°	-0,0		-0,0		-0,0	- 0,6	- 1,3	-0,5		-0,7
	+0,7		+0,7		+0,6					
60°	+0,7		+0,7		+0,7	- 0,5	- 1,0	-0,5		-0,5
75°	+0,8		+0,8		+0,8	- 0,5	- 1,0	-0,5		-0,5

Ángulo de la cubierta α	Zona con dirección del viento $\theta=90^\circ$									
	F_{up}		F_{low}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

Cubiertas a dos aguas



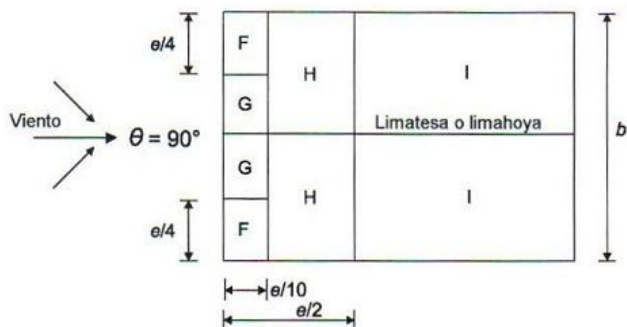
(a) General



(b) Dirección del viento $\theta = 0^\circ$

$\theta = b$ o $2h$,
el menor de ambos

b : dimensión transversal al viento



(c) Dirección del viento $\theta = 90^\circ$

Ángulo de la cubierta α	Zona con dirección del viento $\theta=0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2

-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2	+0,2	
							-0,6	-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6	+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0			-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4	-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0	+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4	-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0	+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2	-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0	+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2	-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2	-0,3	

Ángulo de la cubierta α	Zona con dirección del viento $\theta=90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	

30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5

Viento interior

La presión del viento que actúa sobre las superficies interiores, w_i , se determina mediante la expresión:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

Donde

$q_p(z_i)$ es la presión correspondiente a la velocidad de pico;

z_i es la altura de referencia para la presión interna;

c_{pi} es el coeficiente de presión para presión interna.

En **Tricalc**, análogamente a como se expuso para la acción del viento exterior, para definir la acción del viento interior en cada dirección, se puede hacer de forma directa en el cuadro de diálogo correspondiente o bien solicitar la ayuda del asistente, al cual accedemos mediante el botón colocado al efecto en el citado cuadro de diálogo. El asistente se muestra de esta forma:

Coeficiente eólico de presión interior. Figura 7.13 de UNE-EN 1991-1-4:2005.

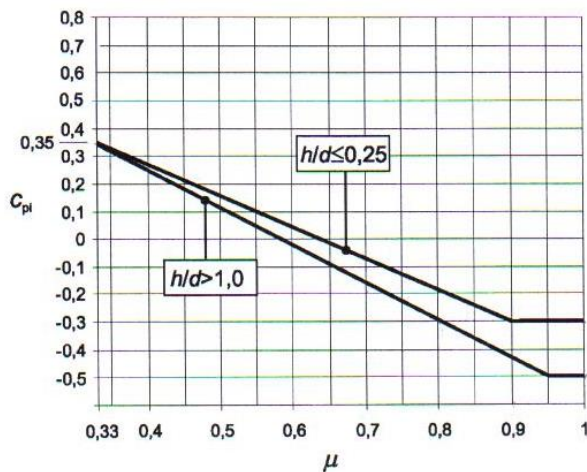
h: Altura total del edificio a considerar (m)

d: Profundidad del edificio en la dirección del viento (m)

Ah: Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio (%)

Cpi: Coeficiente de presión interior

En él, en base a los datos que introduzcamos, obtendremos un valor de coeficiente de presión interior. Dicho valor el programa lo obtiene mediante la gráfica de la figura 7.13:



El valor de μ se corresponde con el valor A_h que se solicita en el asistente, expresado en tanto por uno. En caso de que $\mu < 0,33$, **Tricalc** asume que el valor de c_{pi} será de 0,35.

Coeficiente de fricción

La acción del viento en la dirección paralela a una superficie rugosa provoca fuerzas de rozamiento que **Tricalc** puede calcular si se le da como dato el coeficiente de fricción de dicha superficie. La fuerza de rozamiento está determinada por la expresión:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$$

Donde

c_{fr} es el coeficiente de fricción;

$q_p(z_e)$ es la presión correspondiente a la velocidad de pico;

A_{fr} es el área de la superficie exterior paralela al viento.

El coeficiente de fricción debe ser introducido por el usuario, permitiéndose valores entre 0 y 0,1. Un valor nulo indicará que no se consideran los efectos del rozamiento sobre la superficie de trabajo en la dirección de viento elegida. Los valores típicos de c_{fr} pueden obtenerse a partir de la tabla 7.10:

Superficie	Coeficiente de fricción c_{fr}
Suave (acero, hormigón sin rugosidades)	0,01
Rugoso (hormigón rugoso, cubiertas alquitranadas)	0,02
Muy rugoso (ondas, costillas, pliegues)	0,04

Para A_{fr} , **Tricalc** considera que la componente del viento paralela a la superficie actúa sobre la totalidad de dicha superficie. Sólo se considera la actuación del viento por una de las caras de la superficie.

Viento sobre estructura

La fuerza del viento F_w que actúa sobre un elemento estructural, se puede determinar directamente mediante la expresión (5.3), citada a continuación:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

Donde

$c_s c_d$ es el factor estructural. En **Tricalc** su valor es 1;

c_f es el coeficiente de fuerza para el elemento estructural;

$q_p(z_e)$ es la presión correspondiente a la velocidad de pico;

A_{ref} es el área de referencia para el elemento estructural.

El valor de c_f puede indicarse de forma directa, o bien marcar la casilla en el asistente “Calcular según las tablas 7.1 a 7.4b o apartados 7.6, 7.7 y 7.9.2 de UNE-EN 1991-1-4:2005”.

Si elegimos el valor del coeficiente eólico, para el área de referencia se considerará la proyección de las áreas de actuación del viento sobre un plano perpendicular a la acción del viento. Si se elige la opción de marcar la casilla en el asistente, c_f se calculará de acuerdo a varios casos:

Elementos estructurales con sección rectangular: c_f se determina mediante la expresión (7.9)

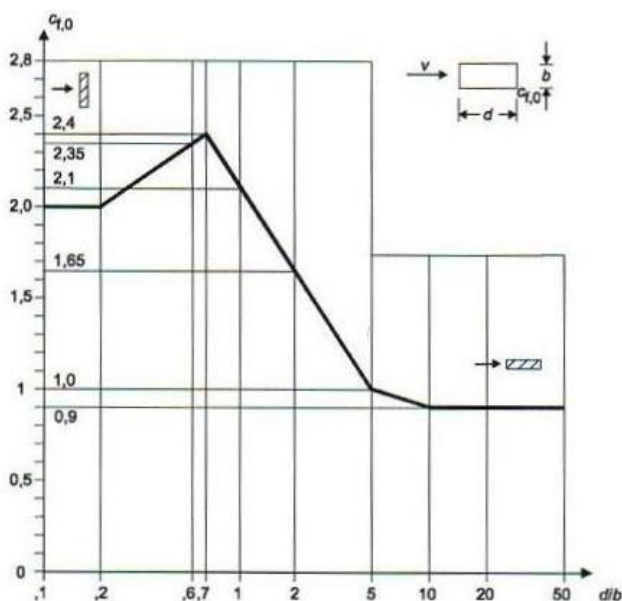
$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_f \cdot \psi_\lambda$$

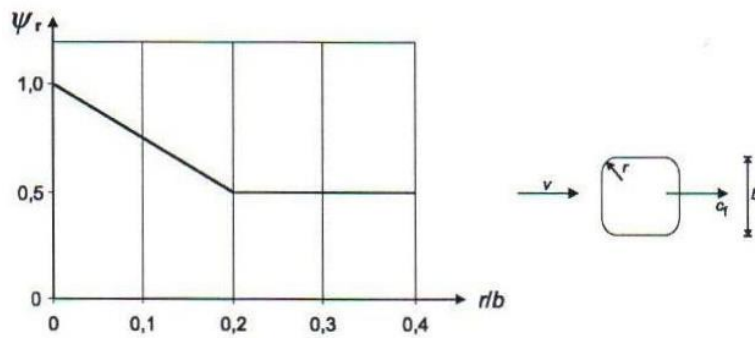
donde

$c_{f,0}$ está dado por la gráfica de la figura 7.23;

ψ_f es el factor de reducción para secciones rectangulares con esquinas redondeadas, que depende del número de Reynolds y se obtiene por medio de la gráfica de la figura 7.24;

ψ_λ es el factor del efecto cola para elementos con flujo libre de cola. No se considera en **Tricalc**.





Elementos estructurales con sección de bordes vivos y salvo lo que indique el anexo nacional (perfiles conformados, perfiles de acero en I, H, ...):

$$c_f = 2,0$$

Cilindros circulares:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$$

donde

$c_{f,0}$ está dado por la gráfica de la figura 7.28, a partir de **Re** y **k**;

Re número de Reynolds, dado por

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu}$$

b diámetro;

$v(z_e)$ velocidad de pico del viento;

k rugosidad superficial equivalente, para la que en **Tricalc** se usan los siguientes valores, basados en la tabla 7.13:

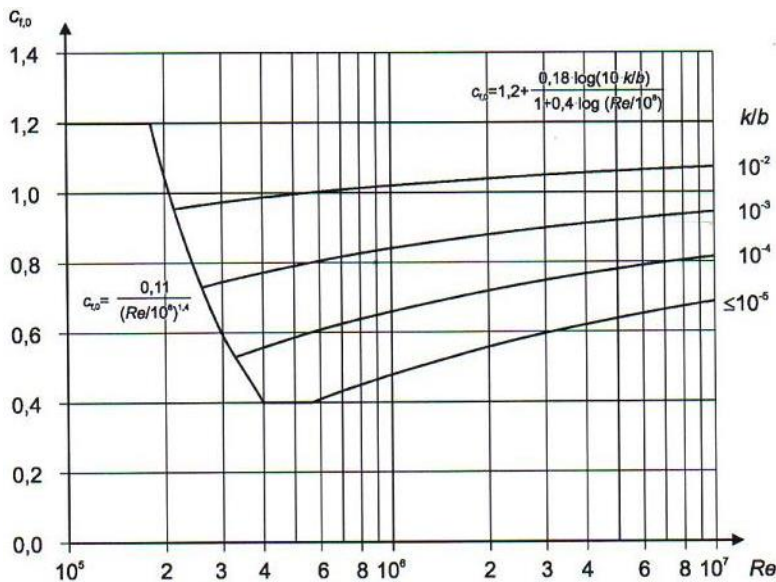
= 1,0 para hormigón (hormigón rugoso)

= 0,2 para acero (acero galvanizado) y aluminio

= 2,0 para madera (madera áspera)

= 3,0 para el resto de materiales

ψ_λ es el factor del efecto cola para elementos con flujo libre de cola. No se considera en **Tricalc**.



Otras formas: En este caso, para calcular el área de referencia, se proyectan las áreas de actuación en un plano perpendicular a la dirección del viento considerada.

$$c_f = 1,0$$

Nieve

Los modelos de carga de este apartado sólo cubren los casos del depósito natural de la nieve en emplazamientos situados por debajo de 1.500 m de altitud. En general, la nieve se considera una sobrecarga más.

En este documento no se indican los casos de nevadas excepcionales ni acumulaciones excepcionales de nieve, en cuyo caso la nieve debe considerarse una acción accidental.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, s , de cubiertas a un agua puede tomarse:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

siendo

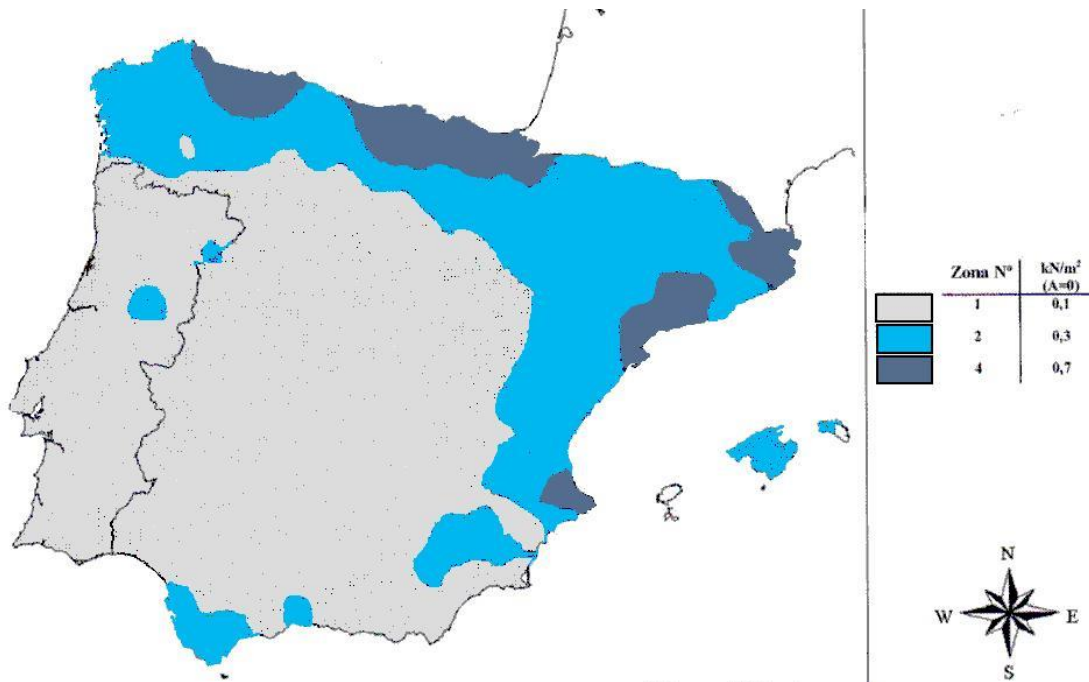
μ_i coeficiente de forma de la cubierta, según el apartado 5.3 de la EN 1991-1-3:2003. En general, puede tomarse $\mu_i = 0,8$ para cubiertas con inclinación $<30^\circ$ y $\mu_i = 0$ para cubiertas con inclinación $>60^\circ$ (para valores intermedios, interpolar linealmente). Si hay impedimento al deslizamiento de la nieve, se tomará $\mu_i = 0,8$.

C_e coeficiente de exposición. Puede utilizarse un valor $C_e = 0,8$ para una situación topográfica expuesta al viento, $C_e = 1,2$ para una situación protegida y $C_e = 1,0$ para una situación normal.

C_t coeficiente térmico. En general, $C_t = 1,0$, salvo en cubiertas con transmisión térmica alta (de vidrio, por ejemplo) que puede adoptarse un valor menor.

s_k valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal. Su valor debería establecerlo el anexo nacional de la EN 1991-1-3:2003, en cuyo anexo C se define una mapa de nieve europeo que puede utilizarse como referencia.

A título de ejemplo, el mapa de nieve a nivel del mar de la Península Ibérica



Para obtener el valor característico de la carga de nieve a la altitud del terreno, se puede utilizar la siguiente expresión:

$$s_k = (0,190 \cdot Z - 0,095) \cdot [1 + (A / 524)^2]$$

siendo Z el número de la zona en el mapa y A la altitud del emplazamiento sobre el nivel del mar en metros.

Para el cálculo de los elementos volados de la cubierta debe considerarse, además de la carga superficial de nieve, una carga lineal s_e , en el borde del elemento, debida a la formación de hielo, que viene dada por la expresión:

$$s_e = k \cdot s^2 / \gamma$$

siendo

s_e carga de nieve por unidad de longitud debida al vuelo de la nieve.

s carga de nieve por metro cuadrado en la cubierta en estudio, sin considerar acumulaciones.

γ peso específico de la nieve, que puede tomarse como 3 kN/m³.

k coeficiente que tiene en cuenta la forma irregular de la nieve. Su valor recomendado es $k = 3/d$, siendo d el espesor de la nieve en metros.

2.4 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón

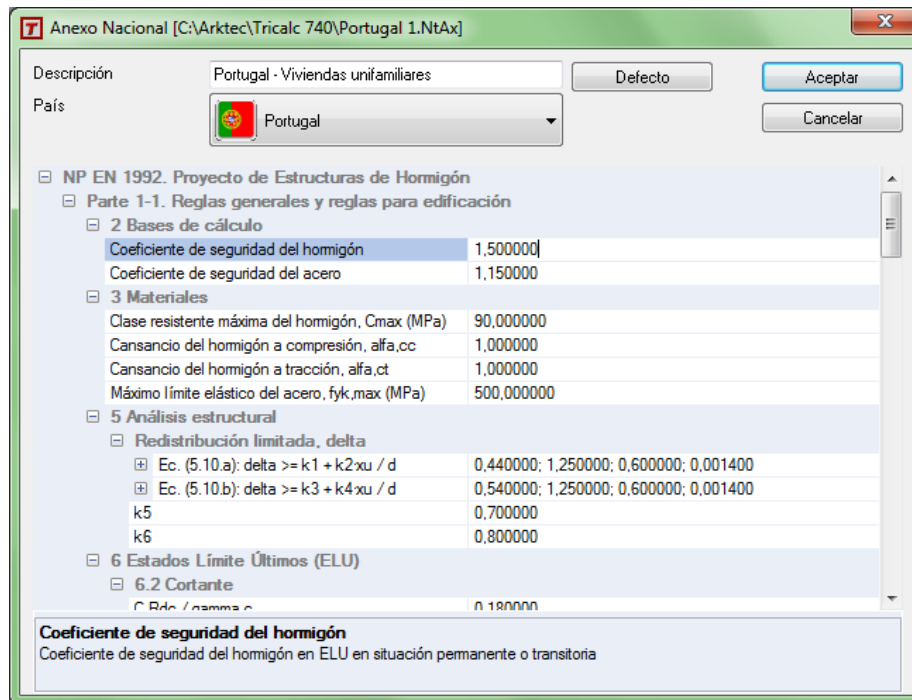
Los Anejos 19 y 20 del Código Estructural de España son muy similares a este Eurocódigo, salvo lo indicado en contrario en los apartados siguientes.

Al seleccionar en **Tricalc** la normativa 'Eurocódigos Estructurales', la parte de hormigón de la estructura (barras y ménsulas cortas de hormigón, cimentaciones, forjados unidireccionales, reticulares y de losa maciza, muros de sótano – contención, muros resistentes de hormigón y pantallas de contención de hormigón) se dimensiona con la norma EN 1992-1-1:2004 + AC:2008 (Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación). Para abreviar, en este apartado se la denomina como **EC-2**.

Su resistencia al fuego se realiza de acuerdo con la EN 1992-1-2:2004 + AC:2008 (Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Resistencia al fuego), conforme a lo indicado en el punto correspondiente de este apartado.

También deben consultarse los criterios constructivos y de armado definidos en el apartado correspondiente a la acción sísmica, de acuerdo al capítulo 5 de la norma EN 1998-1:2004 (Eurocódigo 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes. Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación). (En el caso del Código Estructural, se sustituye por las consideraciones constructivas de la NCSE-02).

Ciertos parámetros del **EC-2** pueden ser modificados por los Anexos Nacionales. Se indican en este apartado aquellos que están implementados en el programa en sus Anexos Nacionales: al seleccionar como normativa los Eurocódigos Estructurales, se puede indicar que se utilicen los valores definidos en el propio Eurocódigo o bien seleccionar un determinado Anexo Nacional. Recuerde además que el usuario puede crear nuevos Anexos Nacionales o los parámetros definidos en uno ya existente.



2.4.1 Bases de cálculo

El **EC-2** remite en general a los Eurocódigos 0 y 1 para todo lo relacionado con acciones, hipótesis, sus coeficientes de seguridad y las combinaciones entre ellas en los diferentes estados límite, por lo que puede consultar dichos apartados de este documento.

Como ampliación, en el artículo 5.1.3 de este **EC-2**, se indica que en edificación, como simplificación, se admite una alternancia de sobrecargas entre vanos alternos o entre dobles vanos adyacentes alternos.

Recuerde que también podrá utilizar, para los elementos de hormigón, las combinaciones explícitas que se seleccionen, en cuyo caso, no es de aplicación este apartado.

2.4.1.1 Variables básicas

El **EC-2** indica que la deformación producida por la temperatura, retracción y fluencia deben considerarse en el cálculo, aunque aclara que la temperatura y retracción en edificación pueden no considerarse si la estructura se divide por juntas cada d_{joint} . Su valor por defecto será de 30 m, aunque puede ser mayor con hormigón pretensado o modificarse en el anexo nacional (en el Código Estructural el límite de 30 m se cambia por 40 m).

El programa **Tricalc** tiene en cuenta la fluencia para la comprobación de deformaciones diferidas (flechas) y para la comprobación a pandeo. Tanto para las variaciones de temperatura como para estudiar la retracción, pueden definirse en el programa cargas de temperatura adecuadas.

2.4.2 Materiales

2.4.2.1 Coeficientes de seguridad de los materiales

El **EC-2** en su artículo 2.4.2.4 establece los coeficientes parciales de seguridad para los materiales. En Estados Límite Últimos, (ELU) no de fatiga o incendio, se definen los siguientes valores (que puede modificar el anexo nacional, siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa):

Situación de proyecto	Hormigón	Acero
Permanente o transitoria	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$
Accidental	$\gamma_c = 1,2$	$\gamma_s = 1,0$

Nota: En el Código Estructural. El valor de $\gamma_c = 1,2$ para situación accidental se cambia por $\gamma_c = 1,3$.

El programa utilizará estos valores cuando se seleccione un control **Normal** para acero y hormigón.

En el caso de pilotes hormigonados in situ sin camisa, el valor de γ_c debería multiplicarse por $k_f = 1,1$. En **Tricalc**, este valor es modificable por el usuario en las opciones de cálculo de encepados y pilotes mediante la opción **Coeficientes de seguridad adicionales > Por hormigonado vertical** de la pestaña 'Generales'.

En Estados Límite de Servicio se considera siempre un valor constante $\gamma_c = \gamma_s = 1,0$.

Estos valores pueden reducirse en casos justificados, tal como indica el Anexo A del **EC-2**. Concretamente, en el apartado A.2.1 "Reducción basada en control de calidad y tolerancias reducidas", se indica que:

- Si la ejecución está sujeta a un sistema de control de calidad que asegure que las desviaciones desfavorables de las dimensiones de las secciones están dentro de los valores reducidos de la tabla A.1, se puede utilizar un coeficiente parcial para el acero $\gamma_s = \gamma_{s,red1}$ definido en el Anexo Nacional, aunque de valor recomendado $\gamma_{s,red1} = 1,10$. En el programa, se utilizará este valor al seleccionar control **Intenso** en el acero (siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa).
- Si además, el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no supera el 10%, se puede utilizar un coeficiente parcial para el hormigón $\gamma_c = \gamma_{c,red1}$ definido en el Anexo Nacional, aunque de valor recomendado $\gamma_{c,red1} = 1,40$. En el programa, se utilizará este valor al seleccionar control **Intenso** en el hormigón (siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

h o b [mm]	Tolerancias reducidas [mm]	
	Dimensiones de la sección $\pm\Delta h, \Delta b$	Posición de las armaduras $+\Delta c$
≤ 150	5	5
400	10	10
≥ 2500	30	20

Nota 1: Interpolarse linealmente para valores intermedios

Nota 2: $+\Delta c$ se refiere al valor medio a lo largo de la sección o de un metro de ancho

En el caso del Código Estructural, si el control de la resistencia del hormigón es un control indirecto según 57.5.6 (hormigón con sello de calidad en edificios de viviendas de hasta 2 plantas con luces de menos de 6 metros, o en elementos que trabajen a flexión de viviendas de hasta 4 plantas con luces de hasta 6 metros u obras de ingeniería de poca importancia), la resistencia de cálculo a compresión será $f_{cd} \leq 15$ MPa. Esto se habilita en el programa si en el control del hormigón se selecciona 'reducido'.

2.4.2.2 Hormigón

El **EC-2** recoge especificaciones para hormigones de resistencia normal y de alta resistencia, así como para hormigones confeccionados con áridos ligeros (estas últimas no contempladas en el programa).

El hormigón se clasifica según su clase resistente, procedente de la resistencia característica (5%) a compresión a 28 días en probeta cilíndrica f_{ck} , o en probeta cúbica $f_{ck,cube}$, de acuerdo con la norma EN 206-1. Salvo lo que indique el anexo nacional (y que es uno de los parámetros contenidos en los Anexos Nacionales del programa), las clases definidas por **EC-2** (con la nomenclatura $f_{ck}/f_{ck,cubic}$ en MPa) son:

C12/15, C16/20, C20/25, C25/30, C30/37, C35/45, C40/50, C45/55, C50/60, C55/67, C60/75, C70/85, C80/95 y C90/105.

En el caso del Código Estructural, Se utiliza la serie HM-20, HA-25, HA-30, HA-35, HA-40, HA-45, HA-50, HA-55, HA-60, HA-70, HA-80 y HA-90.

2.4.2.2.1 Parámetros dependientes de la resistencia

A partir del valor de f_{ck} en MPa, en la tabla 3.1 de **EC-2** se definen los siguientes parámetros dependientes de la resistencia característica del hormigón:

f_{cm}	Resistencia media a compresión	$f_{ck} + 8$ MPa
f_{ctm}	Resistencia media a tracción	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot f_{cm})$
$f_{ctk,0.05}$	Resistencia característica a tracción, fractil 5%	$0,7 \cdot f_{ctm}$
$f_{ctk,0.95}$	Resistencia característica a tracción, fractil 95%	$1,3 \cdot f_{ctm}$
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón	$22000 \cdot (0,1 \cdot f_{cm})^{0,3}$
$\varepsilon_{c1} (\text{‰})$	Deformación real del hormigón al alcanzar f_c	$0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} < 2,8$
$\varepsilon_{cu1} (\text{‰})$	Deformación máxima del hormigón en compresión (diagrama para análisis no lineal)	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 3,5$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 2,8 + 27 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$
$\varepsilon_{c2} (\text{‰})$	Deformación del hormigón en compresión simple (parábola - rectángulo)	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 2,0$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 2,0 + 0,085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$

ε_{cu2} (‰)	Deformación máxima del hormigón en compresión (parábola – rectángulo)	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow 3,5$ $f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow 2,6+35 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$
n	Grado de la parábola (parábola – rectángulo)	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow 2,0$ $f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow 1,4+23,4 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	Deformación del hormigón en compresión simple (bilineal y rectangular)	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow 1,75$ $f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow 1,75+0,55/40 \cdot (f_{ck} - 50)$
ε_{cu3} (‰)	Deformación máxima del hormigón en compresión (bilineal y rectangular)	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow 3,5$ $f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow 2,6+35 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$

2.4.2.2.2 Resistencia de cálculo del hormigón en compresión, tracción y flexotracción

La resistencia de cálculo del hormigón (f_{cd} en compresión, $f_{ct,d}$ en tracción) se obtiene mediante las expresiones $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$ y $f_{ct,d} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_C$, siendo γ_C el coeficiente parcial de seguridad y α_{cc} y α_{ct} los coeficientes de cansancio del hormigón sometido a grandes compresiones y tracciones respectivamente, de valor 1 salvo lo indicado por el anexo nacional (siendo dos de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

La resistencia media a flexotracción, con h , canto de la pieza (valores en MPa y mm) es:

$$f_{ctm,fl} = \max \{ (1,6 - h/1000) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \}$$

De manera análoga,

$$f_{ctk,fl} = \max \{ (1,6 - h/1000) \cdot f_{ctk,0,05}; f_{ctk,0,05} \}$$

$$f_{ctd,fl} = f_{ctk,fl} / \gamma_C$$

2.4.2.2.3 Diagramas tensión – deformación para el cálculo de secciones

A parte de un diagrama tensión – deformación de tipo curvo para análisis estructural no lineal, no reproducido en este documento, el EC-2 define los siguientes diagramas tensión – deformación del hormigón para el cálculo de secciones:

- Diagrama parábola – rectángulo
- Diagrama bi – lineal
- Diagrama rectangular

El programa utiliza el diagrama rectangular en flexión simple y el parábola – rectángulo en el resto.

El diagrama parábola – rectángulo responde a la siguiente expresión (véase el valor de los parámetros en el apartado “Parámetros dependientes de la resistencia”):

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot [1 - (1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{c2})^n] \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_{c2}$$

El diagrama rectangular es un rectángulo de profundidad $\lambda \cdot h$ e intensidad $\eta \cdot f_{cd}$:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

2.4.2.3 Armaduras no pretensadas

La densidad de las armaduras es 7850 Kg/m^3 , y el módulo de elasticidad es $E_s = 200 \text{ GPa}$.

Para el cálculo, se puede utilizar un diagrama tensión – deformación de tipo bilineal, donde la segunda rama puede ser inclinada hasta $k \cdot f_{yk} / \gamma_s$, con una deformación máxima limitada a ϵ_{ud} o puede ser horizontal en cuyo caso no es necesario limitar la deformación máxima del acero. En el programa se utiliza esta segunda posibilidad.

En el Anexo C del **EC-2** se indican las características que las armaduras deben cumplir para poder utilizarse con este Eurocódigo. Concretamente se contemplan armaduras en barras o rollos (posteriormente enderezadas) y alambres, todos ellos de alta adherencia (corrugadas) con resistencias características entre 400 y 600 MPa, aunque el Anexo Nacional puede limitar el valor superior (siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa; por ejemplo, el Anexo Nacional de Portugal limita este valor a 500 MPa). Se dividen en tres clases, A, B y C según su ductilidad, siendo la clase C la de más alta ductilidad.

En el programa se puede elegir entre B 400 A, B 500 A y B 600 A (es decir, de ductilidad normal) aunque se permite utilizar aceros de resistencias diferentes a las anteriores, seleccionando la opción **OTROS**, teniendo en cuenta el valor máximo de f_{yk} definido en el Anexo Nacional seleccionado.

En el caso del Código Estructural, las armaduras corrugadas podrán tener un límite elástico de 400 o 500 MPa y una clase S o SD (siendo la clase S similar a la B del EC2 y la SD similar a la C del EC2). En el programa podrá elegirse entre B400S, B400SD, B500S o B500SD.

2.4.3 Durabilidad y recubrimiento de la armadura

2.4.3.1 Condiciones ambientales

Las condiciones ambientales que puede sufrir una estructura (o parte de ella) se clasifican según la siguiente tabla, basada en la norma EN 206-1:

Clase	Descripción	Ejemplos
X	Sin riesgo de corrosión o ataque	
X0	Hormigón en masa: cualquier exposición salvo ciclos hielo/deshielo, abrasión o ataque químico Hormigón armado: muy seco	Interior de edificios con humedad del aire muy baja
XC	Corrosión por carbonatación	
XC1	Seco o con humedad permanente	Interior de edificios con baja humedad; hormigón permanentemente sumergido
XC2	Húmedo, raramente seco	Largos contactos con agua; muchas cimentaciones
XC3	Humedad moderada	Interior de edificios con humedad del aire moderada o alta; exteriores sometidos a lluvia
XC4	Ciclos húmedo / seco	Contacto con agua sin ser XC2

XD	Corrosión por cloruros de origen no marino	
XD1	Humedad moderada	Superficie expuesta a cloruros
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas; exposición a aguas industriales con cloruros
XD3	Ciclos húmedo / seco	Partes de puentes expuestas a sprays con cloruros; pavimentos; aparcamientos
XS	Corrosión por cloruros de origen marino	
XS1	Marino sin contacto con el agua de mar	Estructuras cercanas a la costa
XS2	Permanentemente sumergidas en el mar	Estructuras marinas
XS3	En la carrera de mareas	Estructuras marinas
XF	Ataque hielo / deshielo	
XF1	Saturación de agua moderada, sin sales fundentes	Superficies verticales expuestas a lluvia y hielo
XF2	Saturación de agua moderada, con sales fundentes	Superficies verticales en carreteras expuestas a lluvia, hielo y sales fundentes
XF3	Alta saturación de agua, sin sales fundentes	Superficies horizontales expuestas a lluvia y hielo
XF4	Alta saturación de agua, con sales fundentes	Superficies horizontales en carreteras expuestas a lluvia, hielo y sales fundentes. Zonas de marea con heladas
XA	Ataque químico	
XA1	Baja agresividad (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea
XA2	Agresividad moderada (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea
XA3	Alta agresividad (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea

2.4.3.2 Recubrimiento de hormigón de las armaduras

El **EC-2** establece dos tipos de recubrimientos en el artículo 4.4.1.1: el recubrimiento mínimo y el nominal (mayor al anterior para garantizar que en ningún punto el recubrimiento sea menor del mínimo y que es el que debe reflejarse en los planos).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

El usuario introducirá en las cajas de diálogo correspondientes los valores de los recubrimientos **nominales de la armadura longitudinal** a utilizar. Por tanto, si el recubrimiento mínimo es de 25 mm, el incremento por desviación es de 5 mm (por lo que el recubrimiento nominal será 30 mm) y los estribos serán de 6 mm, se debe introducir en el programa un recubrimiento de $25 + 5 + 6 = 36$ mm.

El recubrimiento mínimo viene dado por la expresión:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

donde

$c_{min,b}$	recubrimiento mínimo para garantizar la adherencia;
$c_{min,dur}$	recubrimiento mínimo por durabilidad (clase de exposición);
$\Delta c_{dur,\gamma}$	incremento de recubrimiento por seguridad, de valor 0 mm salvo lo indicado en el anexo nacional;
$\Delta c_{dur,st}$	reducción por uso de acero inoxidable por seguridad, de valor 0 mm salvo lo indicado en el anexo nacional;
$\Delta c_{dur,add}$	reducción por uso de acero especialmente protegido por seguridad, de valor 0 mm salvo lo indicado en el anexo nacional.

El valor de $c_{min,b}$ será (siendo $\emptyset$ el diámetro de la barra suelta o el diámetro equivalente de un grupo de barras):

$$c_{min,b} = \emptyset \quad \text{para diámetro máximo de árido} \leq 32 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \emptyset + 5 \text{ mm} \quad \text{para diámetro máximo de árido} > 32 \text{ mm}$$

El valor de $c_{min,dur}$ depende de la clase de exposición y de la clase estructural. La clase estructural por defecto es la S4, variándose esta clasificación en función de la tabla siguiente (tabla que puede modificar el anexo nacional):

Criterio	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Vida útil de 100 años	+2	+2	+2	+2	+2	+2	+2
f_{ck} (MPa)	$\geq 30 \rightarrow -1$	$\geq 30 \rightarrow -1$	$\geq 35 \rightarrow -1$	$\geq 40 \rightarrow -1$	$\geq 40 \rightarrow -1$	$\geq 40 \rightarrow -1$	$\geq 45 \rightarrow -1$
Losas	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
Control especial del hormigón	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

El valor de $c_{min,dur}$ en milímetros para armaduras no pretensadas se define entonces en la siguiente tabla (modificable en el anexo nacional):

	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

En el caso del Código Estructural, $c_{min,dur}$ se establece en base a condiciones de corrosión (ver 44.2.1), ciclos hielo / deshielo (ver 44.3), por ataque químico (ver 44.4) o por erosión (ver 44.5).

El incremento por desviación, Δc_{dev} será:

- En general, $\Delta c_{dev} = 10$ mm
- Si se utiliza un sistema de control de recubrimiento, $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5$ mm
- En prefabricados, $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0$ mm

2.4.4 Análisis Estructural

Como idealización del comportamiento de la estructura, se admiten los casos usuales:

- Elástico lineal;
- Elástico lineal con redistribución limitada;
- Plástico;
- No lineal.

El programa **Tricalc** utiliza el análisis elástico lineal en general, aunque se puede utilizar el análisis elástico lineal con redistribución limitada en el caso de vigas, forjados o losas (salvo las de cimentación) y el análisis plástico en el caso de forjados unidireccionales.

2.4.4.1 Imperfecciones geométricas

Las imperfecciones geométricas deben considerarse en las comprobaciones de Estado Límite Último, pero pueden ignorarse en las de Estado Límite de Servicio. Estas imperfecciones no incluyen las desviaciones en la geometría de la sección (que ya se tienen en cuenta con los factores de seguridad del material) ni las desviaciones en la posición del armado (que ya se tienen en cuenta con la excentricidad mínima).

La imperfección puede traducirse en una inclinación inicial de la estructura de valor:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Donde

$\theta_0 = 1/200$ Valor inicial, que puede modificarse en el anexo nacional;

$\alpha_h = 2 / \ell^{0.5}$ Factor reductor por longitud o altura, con $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$;

$\alpha_m = [(1+1/m)/2]^{0.5}$ Factor reductor por número de elementos;

ℓ Longitud o altura del elemento, en metros;

m Número de elementos que contribuyen al efecto.

En el caso de pórticos, ℓ es la altura del pórtico, y m es el nº de pilares. Como simplificación, en muros y pilares de estructuras arriostradas, puede usarse $\theta_i = 1/200$.

En estructuras, el efecto de esta inclinación se realiza mediante fuerzas transversales, H_i , situadas en los extremos de pilares que se añaden al resto de acciones en el análisis. Siendo N_b , N_a los axiles del pilar inferior y superior, el valor de estas cargas es

$$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a)$$

En el programa **Tricalc** es posible definir, en las opciones de cálculo, estas imperfecciones como una inclinación en forma de desplome en la dirección deseada.

2.4.4.2 Idealización de la estructura

A efectos de análisis, se define como **viga** una barra horizontal o inclinada de longitud no menor de tres veces su canto (de lo contrario, será una viga de gran canto o una ménsula corta). También se define como **losa** un elemento plano cuyo menor vano es no menor de 5 veces su canto. Así mismo, un **pilar** debe tener una sección con $0,25 \leq b/h \leq 4$ y altura $L \geq 3 \cdot \max(b; h)$; de lo contrario debe analizarse como muro.

La luz efectiva en vigas y losas de edificación, tanto para el análisis del elemento como para el análisis global de la estructura, puede definirse con los siguientes criterios:

- En construcción monolítica, longitud libre más medio canto pero sin pasar al eje del soporte.
- En apoyos, longitud libre más medio canto pero sin pasar $1/2$ del ancho de apoyo.

En la función **Cálculo>Esfuerzos>Opciones...** del programa, se pueden seleccionar entre tres opciones diferentes para la consideración de las luces de cálculo: según EH-91 ("**la menor entre la luz libre más un canto y la distancia entre apoyos**"), según EHE y EHE-08 ("**la distancia entre ejes de apoyo**") y considerando la luz a caras de elementos. El EC-2 sigue por tanto el mismo criterio que EH-91.

En construcción monolítica se puede armar con el máximo entre momento en cara de apoyo y 0,65 del momento en el eje. Si por el contrario el armado se realiza con los momentos a ejes, se permite un redondeo parabólico de momentos entre cara de apoyo y eje.

En el programa es posible indicar, en las opciones de armado, si el armado se realiza hasta la cara del pilar (en cuyo caso, se respeta también el mínimo de 0,65 del momento en el eje). En caso de armar hasta el eje, el programa no realiza ningún redondeo parabólico.

2.4.4.3 Redistribución de momentos en vigas y forjados

Para comprobaciones en Estado Límite Último se permite una redistribución de momentos flectores en vigas y losas continuas si están sometidas predominantemente a flexión y la relación de luces entre vanos adyacentes está entre 0,5 y 2 de valor (salvo lo indicado en el anexo nacional, y siendo los valores numéricos de las siguientes expresiones varios de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot x_u / d$	para $f_{ck} \leq 50$ MPa
$\delta \geq k_3 + k_4 \cdot x_u / d$	para $f_{ck} > 50$ MPa
$\delta \geq 0,7$	para refuerzos de Clase B o C (clase S o SD en el caso del Código Estructural)
$\delta \geq 0,8$	para refuerzos de Clase A (clase T en el Código Estructural)
$k_1 = 0,44$	
$k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2})$	
$k_3 = 0,54$	
$k_4 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2})$	

siendo

δ	relación entre momento redistribuido y momento elástico;
x_u	profundidad de la fibra neutra para el momento redistribuido (en ELU);
d	canto útil de la sección.

Para el cálculo de los soportes, debería utilizarse el momento elástico sin redistribución.

El programa permite realizar esta redistribución de forma opcional en vigas y forjados reticulares o de losa maciza.

2.4.4.4 *Análisis de 2º orden con cargas axiales*

Cuando se realice un análisis de 2º orden, el equilibrio y resistencia deben verificarse en la estructura deformada. Deben tenerse en cuenta los efectos de fisuración, propiedades no lineales del material y fluencia, si bien éstos pueden sustituirse con la consideración de una rigidez reducida, calculada según el artículo 5.8.7 de **EC-2** (o el epígrafe 5.8.7 del Anejo 19 del Código Estructural).

La incertidumbre en geometría y posición de cargas debe considerarse añadiendo a los efectos de primer orden las imperfecciones geométricas ya indicadas en el apartado correspondiente.

Pueden despreciarse los efectos de 2º orden si no suponen incrementos mayores del 10% respecto a los de primer orden.

2.4.4.5 *Criterios simplificados para efectos de 2º orden*

Si no se realiza un análisis global de 2º orden, es posible aplicar los criterios de los artículos 5.8.3 y 5.8.4 para realizar una comprobación a pandeo de los soportes como elementos aislados, tal como se indica a continuación.

De entre los métodos recogidos en la norma, en este documento se indica el basado en la curvatura nominal, que es el utilizado por el programa.

2.4.4.5.1 *Esbeltez límite*

Además de poder despreciarse los efectos de 2º orden si no suponen incrementos mayores del 10% respecto a los de primer orden, también pueden despreciarse los efectos de 2º orden (y por tanto no realizar la comprobación a pandeo) si la esbeltez del soporte es $\lambda \leq \lambda_{lim}$, siendo:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / n^{1/2}$$

$$A = 1 / (1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}). \text{ Como simplificación } A \cong 0,7$$

$$B = (1 + 2 \cdot \omega)^{1/2}. \text{ Como simplificación } B \cong 1,1$$

$$C = 1,7 - r_m. \text{ Como simplificación } C \cong 0,7$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$r_m = M_{01} / M_{02}$$

siendo

M_{01}, M_{02}	Momentos de primer orden en ambos extremos, con $ M_{02} \geq M_{01} $;

N_{Ed}	Axil de diseño;

φ_{ef}	Coefficiente de fluencia efectivo, para carga quasipermanente.

El programa comprueba esta esbeltez límite, indicando su valor en el listado de peritaje de pilares.

2.4.4.5.2 *Esbeltez y longitud efectiva de elementos aislados*

La esbeltez de un soporte es

$$\lambda = \ell_0 / i$$

Siendo

ℓ_0 longitud efectiva (o de pandeo) del soporte;

i radio de giro de la sección bruta.

Para el cálculo de ℓ_0 , en elementos comprimidos de pórticos, puede utilizarse (pórticos arriostrados o indesplazables y no arriostrados o desplazables, respectivamente):

$$l_0 = 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

Siendo

k , (k_1 o k_2) Flexibilidad relativa de la restricción al giro en un extremo;

= 0 para empotramiento perfecto (se recomienda $k \geq 0,1$);

= ∞ para extremo libre.

= $(\theta / M) \cdot (E \cdot I / \ell)$, en general;

θ giro producido al aplicar el momento M ;

$E \cdot I$ rigidez a flexión del elemento, en sección fisurada si es necesario;

ℓ luz libre del elemento.

En **Tricalc** se utiliza la expresión equivalente

$$k_r = \Sigma (E \cdot I / \ell)_{\text{pilares}} / \Sigma (E \cdot I / \ell)_{\text{vigas}}$$

2.4.4.5.3 Fluencia

El fenómeno de fluencia en el hormigón, produce una mayor deformación del soporte. Su influencia en la comprobación a pandeo se mide a través del coeficiente de fluencia efectivo para carga cuasi permanente, de valor:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed}$$

Siendo

M_{0Eqp} Momento de primer orden en combinación quasipermanente (de Estado Límite de Servicio), calculado en la sección de máximo momento M_{0Ed} ;

M_{0Ed} Momento de diseño en combinación de Estado Límite Último.

$\varphi(\infty, t_0)$ Coeficiente de fluencia entre el instante t_0 y el plazo infinito.

El coeficiente de fluencia se calcula en el programa a partir de las indicaciones del anexo B.1 de **EC-2**, con los siguientes parámetros: t_0 son 0,5 días, humedad relativa del 50%, temperatura constante de 20° y cemento de clase 'N'.

Puede adoptarse $\varphi_{ef} = 0$ si se cumple simultáneamente: $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$; $\lambda \leq 75$; $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$.

2.4.4.5.3.1 Método basado en la curvatura nominal

Este método está pensado para comprobaciones de efectos de 2º orden (pandeo) de elementos aislados con axil constante, con una longitud efectiva ℓ_0 y una curvatura máxima estimada.

El momento flector de diseño, M_{Ed} , se calcula de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

$$M_{0Ed} = M_{0e} = |0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01}| \geq |0,4 \cdot M_{02}|$$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = (1/r) \cdot \ell_0^2 / c$$

Siendo

M_{0Ed} Momento de primer orden, incluyendo las imperfecciones globales de la estructura (desplome inicial). Si no es constante a lo largo del soporte, se sustituye por M_{0e} ;

M_2 Momento nominal de 2º orden (momento de pandeo);

M_{01}, M_{02} Momentos de primer orden en ambos extremos del soporte, de forma que $|M_{02}| \geq |M_{01}|$;

N_{Ed} Axil de diseño;

e_2 Deformación (flecha) máxima del soporte;

$1/r$ Curvatura máxima estimada, calculada según se indica más adelante;

c Factor dependiente de la distribución de curvaturas totales, de valor:

$$= \pi^2 \cong 10 \text{ en general;}$$

$$= 8 \text{ si la curvatura es constante (es decir, si } M_{01} = M_{02});$$

La curvatura máxima estimada se calcula según las siguientes expresiones, definidas en el artículo 5.8.8.3 de **EC-2**:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0$$

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$$

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 \cdot d)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$$

Siendo

d canto útil del soporte en el plano de pandeo considerado. Si hay armaduras en las caras laterales, se puede calcular según la siguiente expresión: $d = (h/2) + i_s$;

i_e radio de giro de todas las armaduras;

n_{bal} valor de n para el máximo momento resistente. Puede tomarse $n_{bal} = 0,4$;

φ_{ef} Coeficiente de fluencia efectivo, para carga cuasipermanente.

2.4.5 Comprobación de los Estados Límite Últimos

Corresponde a la sección 6 de **EC-2** (sección 6 del Anejo 19 del Código Estructural).

2.4.5.1 Flexión con o sin axil

Este apartado se aplica a elementos lineales (vigas, pilares, ...) o planos (forjados, muros, ...) cuyas secciones transversales planas permanecen planas tras la aplicación de las acciones (es decir, se cumple la hipótesis de Navier).

Para el dimensionado, se establece un diagrama de pivotes equivalente al de otras normativas de hormigón basadas en el Código Modelo, como la española EHE-08 o la portuguesa REBAP-83, aunque con los valores definidos en el apartado **"Parámetros dependientes de la resistencia"**.

En elementos con armadura simétrica con axil de compresión (es decir, pilares), debe considerarse una excentricidad mínima e_0 no menor de $h/30$ ni de **20mm**. El programa considera esta excentricidad mínima en los pilares no actuando simultáneamente en los ejes principales **Yp** y **Zp** de la sección. De cada una de las ternas de valores (**Nd,Myd,Mzd**) se obtienen otras 2 ternas en las que **Myd** y **Mzd** tienen alternativamente valores al menos iguales a la excentricidad mínima.

2.4.5.2 Cortante

En este documento no se contempla el caso de secciones de hormigón de inercia variable. Se establecen las siguientes definiciones:

V_{Ed} Cortante actuante debido a cargas exteriores y al pretensado;

$V_{Rd,c}$ Resistencia a cortante de cálculo sin armadura transversal;

$V_{Rd,s}$ Resistencia a cortante de cálculo con armadura transversal;

$V_{Rd,max}$ Resistencia máxima a cortante por compresión del alma, en cualquier punto de la pieza.

Si $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ no es necesaria armadura transversal, aunque debe disponerse un armado transversal mínimo, salvo en losas (macizas o aligeradas) o en algunos elementos simples (dinteles de menos de 2 metros).

Si $V_{Rd,c} < V_{Ed}$, entonces es necesario disponer una armadura transversal tal que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{Rd,s}$$

$$V_{Rd} \leq V_{Rd,max}$$

El cortante no es necesario verificarlo a menos de una distancia **d** del apoyo, salvo lo indicado en la norma sobre cargas puntuales próximas al apoyo; pero la comprobación $V_{Rd} \leq V_{Rd,max}$ debe verificarse en toda la barra. En cualquier caso, la armadura transversal por cortante debe suplementarse con la de suspensión, si es necesario.

La norma define una reducción del cortante producido por las cargas puntuales próximas al apoyo que no es contemplada por el programa.

Al contrario que otras normativas, **EC-2** define como resistencia a cortante de una sección bien la resistencia del hormigón sin armadura transversal ($V_{Rd,c}$) bien la resistencia aportada exclusivamente por la armadura transversal ($V_{Rd,s}$), pero no se suman ambas contribuciones.

2.4.5.2.1 Elementos sin armadura transversal requerida

La resistencia a cortante de una sección sin armadura transversal viene dada por las siguientes expresiones (unidades en MPa y mm)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + (200 / d)^{0.5} \leq 2,0$$

$$\rho_{\ell} = A_{s\ell} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_C$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

En donde $C_{Rd,c}$, k_1 y v_{min} pueden adoptar valores diferentes según el anexo nacional (son parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa), y siendo

$A_{s\ell}$ área de la armadura de tracción anclada al menos $l_{bd} + d$ más allá de la sección en estudio;

b_w ancho mínimo de la sección a la altura de la armadura traccionada;

La resistencia máxima a cortante, $V_{Rd,max}$, en piezas sin armadura transversal y salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo v uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa) viene dada por (unidades en MPa y mm)

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

Para soportar el aumento de tensiones en la armadura longitudinal que supone el cortante, basta decalar la gráfica de momentos una distancia $a_t = d$.

En elementos pretensados de un solo vano sin armadura transversal y regiones sin fisurar, es decir, con tracciones en el hormigón menores de $f_{ctk,0,05} / \gamma_C$, la resistencia a cortante es

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

Donde

I	Momento de inercia de la sección transversal;
b_w	Ancho del alma. Si varía con la altura, puede ser necesario realizar varios cálculos para distintos puntos;
S	Momento estático de la sección transversal;
f_{ctd}	Resistencia de cálculo a tracción del hormigón;
σ_{cp}	Tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza de pretensado;
α_l	$= l_x / l_{pt2} \leq 1$ para tendones pretensados; $= 1$ para otros tipos de pretensado anclados por adherencia;
l_x	Distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia;
l_{pt2}	Longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm.

Esta comprobación no es necesario evaluarla en secciones más próximas al apoyo que la definida por la intersección entre una línea a 45° desde el borde del apoyo y la línea que marca el baricentro elástico de la sección.

2.4.5.2.2 Elementos con armadura transversal

En este documento sólo se indican las prescripciones para armadura transversal formada por estribos verticales, que son los únicos contemplados por el programa. La resistencia a cortante de la sección viene dada por las expresiones

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta / s$$

$$V_{Rd} \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Donde (salvo lo indicado en el anexo nacional y siendo v_1 uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa), con unidades en MPa y mm:

Nota: Para algunos valores, (v_1 y f_{ywd}), el **EC-2** indica dos posibilidades de cálculo (además de la que pueda definir el anexo nacional):

- Si $f_{ywd} \geq 0,8 \cdot f_{yk}$:
 $v_1 = v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$
- Si $f_{ywd} < 0,8 \cdot f_{yk}$:
 $v_1 = 0,6$ para $f_{ck} \leq 60$ MPa
 $v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5$ para $f_{ck} > 60$ MPa
 $f_{ywd} \leq 0,8 \cdot f_{yk}$

Además:

$$\begin{aligned} \alpha_{cw} &= 1 && \text{en ausencia de pretensado o axil} \\ \alpha_{cw} &= 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} && \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \\ \alpha_{cw} &= 1,25 && \text{para } 0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \cdot f_{cd} \\ \alpha_{cw} &= 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) && \text{para } 0,50 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 \cdot f_{cd} \\ \sigma_{cp} &= (N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}) / A_c \end{aligned}$$

Siendo

A_{sw}	área de la armadura transversal;
s	separación entre estribos;
f_{ywd}	límite elástico de los estribos, pero tomando $f_{ywd} \leq 0,8 \cdot f_{yk}$;
α_{cw}	coeficiente que depende del estado tensional del cordón comprimido;
σ_{cp}	tensión media de compresión (>0) en el hormigón debida al axil teniendo en cuenta las armaduras. Puede considerarse 0 a menos de $0,5 \cdot d \cdot \cot \theta$ de la cara de apoyo;
A'_s	armadura comprimida. Como simplificación, el programa considera $1/2$ de la armadura total en pilares rectangulares y $1/3$ en pilares circulares.
z	brazo de palanca para el momento de la sección. En ausencia de axil, puede tomarse $z = 0,9 \cdot d$;
θ	inclinación de las bielas de hormigón, que puede variar siempre que $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ (en Tricalc se asumen bielas a 45°);

2.4.5.2.3 Cortante entre alas y alma de secciones en T

En una sección en T sometida a flexión, el axil en las alas va variando. Al variar el axil de cada ala en un intervalo Δx de viga una cantidad ΔF_d , la tensión tangencial entre ala y alma es

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x)$$

Siendo

h	canto total de la viga;
h_f	canto del ala en el contacto con el alma;

Si $v_{Ed} \leq k \cdot f_{ctd}$ (con $k = 0,4$ salvo lo indicado en el anexo nacional y siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa), no es necesaria ninguna comprobación ni armado adicional. De lo contrario, debe disponerse una armadura transversal por unidad de longitud de valor

$$A_{sf} \cdot f_{yd} / s_f \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f$$

Si se necesita armadura transversal para flexión transversal, se colocará el máximo entre lo indicado en este apartado y la suma de armadura de flexión más $1/2$ de lo indicado en este apartado.

Para evitar la rotura por compresión oblicua, debería verificarse:

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,3 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \cdot f_{cd}$$

2.4.5.3 Torsión

El cálculo se realiza mediante la asimilación a una sección hueca eficaz, de acuerdo con lo siguiente: La tensión tangencial y la fuerza tangencial en cada pared i es

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = T_{Ed} / (2 \cdot A_k)$$

Siendo

T_{Ed}	esfuerzo torsor de cálculo;
A_k	área encerrada por el perímetro medio de la sección eficaz, u_k ;

$t_{ef,i}$ espesor eficaz de la pared i , $t_{ef,i} = A/u$ pero no mayor de 2 veces la distancia entre el eje de la armadura longitudinal y el exterior;

A área total de la sección;

u perímetro exterior de la sección;

u_k perímetro medio de la sección hueca eficaz;

Cuando se combina torsión y cortante, la inclinación de las bielas debe ser la misma. En **Tricalc**, es siempre de 45°.

La suma de armadura longitudinal debe cumplir:

$$\Sigma A_{sl} \cdot f_{yd} / u_k = 0,5 \cdot T_{Ed} \cdot \cot \theta / A_k$$

En la zona de compresión por flexión esta armadura puede reducirse; en la zona de tracción por flexión, esta armadura debe añadirse a la dispuesta por flexión.

Para evitar la rotura por compresión de las bielas, debe cumplirse la siguiente comprobación de torsión más cortante (unidades en MPa y mm):

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Para el significado de las variables, véase también el apartado correspondiente a cortante.

Si la torsión no es necesaria para la estabilidad de la estructura, puede ignorarse en las comprobaciones de Estado Límite Último, disponiendo la armadura longitudinal y transversal mínima definida en la norma. Tampoco será necesario realizar la comprobación a torsión si se cumple que

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1$$

Siendo

$T_{Rd,c}$ momento torsor de fisuración, calculado suponiendo que $\tau_{t,i} = f_{ctd}$: es decir $T_{Rd,c} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef,i} \cdot A_k$;

$V_{Rd,c}$ según lo indicado en el apartado correspondiente a cortante.

2.4.5.4 Punzonamiento

Para cargas o reacciones en un área pequeña A_{load} sobre losas y cimentaciones, debe realizarse la comprobación del Estado Límite Último de Punzonamiento. Las comprobaciones se realizan en:

- En la cara del pilar;
- En el perímetro básico de control, u_1 , situado a $2 \cdot d$ del pilar. Entre el pilar y u_1 se sitúa el área básica de control, A_{cont} .
- Si hay armadura de punzonamiento, en el perímetro exterior $u_{out,ef}$, en el que ya no se necesita armadura de punzonamiento.

Los huecos (o bordes) del forjado deben distar más de $6 \cdot d$ de la cara del soporte para no interferir: de lo contrario, se debe eliminar del cálculo la parte de perímetro de control afectado.

Se establecen las siguientes definiciones:

$V_{Rd,c}$ Resistencia a punzonamiento sin armadura transversal en el perímetro de control;

$V_{Rd,cs}$ Resistencia a punzonamiento con armadura transversal en el perímetro de control;

$V_{Rd,max}$ Máxima resistencia a punzonamiento permitida en el perímetro de control, a comprobar en la cara del soporte ($V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$)

No se necesita armadura transversal de punzonamiento si $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$.

2.4.5.4.1 Cálculo de la tensión de punzonamiento

La tensión de punzonamiento en un perímetro de control i de un **pilar interior** se puede calcular mediante las siguientes expresiones:

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_i \cdot d)$$

$$\beta = 1 + k \cdot M_{Ed} \cdot u_1 / (V_{Ed} \cdot W_1)$$

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e_0| \cdot dl$$

Siendo

u_i perímetro de control en estudio;

u_1 perímetro básico de control;

k parámetro dependiente de las dimensiones del pilar c_1 y c_2 , obtenido de la siguiente tabla:

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

dl diferencial de longitud del perímetro básico de control;

e_0 distancia entre dl y el eje sobre el que actúa M_{Ed} ;

c_1 dimensión del pilar perpendicular al eje del momento M_{Ed} ;

c_2 dimensión del pilar paralela al eje del momento M_{Ed} ;

En los **pilares de medianería**, se establece un perímetro básico reducido de control, u_1^* , igual al u_1 pero eliminando la parte de los lados perpendiculares al borde de la losa: esos lados quedan de longitud no mayor de **0,5·c** ni de **1,5·d**, siendo c la dimensión del pilar paralela a ese lado.

Si la excentricidad del momento es hacia el exterior de la losa, β se calcula como en los pilares interiores, pero si la excentricidad del momento es hacia el interior de la losa, β se calcula como:

$$\beta = u_1 / u_1^* + k \cdot u_1 \cdot e_{par} / W_1$$

Donde, en ambos casos

e_{par} excentricidad del momento en la dirección paralela al borde de la losa;

k calculado como en pilares interiores, pero reemplazando c_1/c_2 por $c_1/2 \cdot c_2$;

c_1 es la dimensión del pilar perpendicular al borde de la losa;

c_2 es la dimensión del pilar paralela al borde de la losa;

W_1 se calcula como en los pilares interiores;

e_0 distancia entre dl y el eje sobre el que actúa M_{Ed} que pasa por el baricentro del perímetro u_1 .

En los **pilares de esquina** se establece un perímetro básico reducido de control, u_1^* , igual al u_1 pero eliminando la parte de los lados perpendiculares al borde de la losa: esos lados quedan de longitud no mayor de **0,5·c** ni de **1,5·d**, siendo c la dimensión del pilar paralela a ese lado.

Si la excentricidad del momento es hacia el exterior de la losa, β se calcula como en los pilares interiores, pero si la excentricidad del momento es hacia el interior de la losa, β se calcula como:

$$\beta = u_1 / u_1^*$$

Si la estabilidad lateral no depende del efecto pórtico entre pilares y losas, y la diferencia entre longitud de vanos adyacentes no es superior a 25% se pueden utilizar los siguientes valores simplificados de β (salvo lo indicado en el anejo nacional, siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa):

- Pilares interiores $\beta = 1,15$
- Pilares de medianería $\beta = 1,40$
- Pilares de esquina $\beta = 1,50$

En el programa, es posible indicar en las opciones de punzonamiento si se desean utilizar estos valores simplificados o bien se desea calcular β mediante el procedimiento general de la norma.

2.4.5.4.1.1 Resistencia a punzonamiento sin armadura transversal

En **losas y forjados** (con f_{ck} en MPa y d en mm), la resistencia a punzonamiento sin armadura transversal viene dada por las expresiones:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

$$k = 1 + (200 / d)^{0,5} \leq 2,0$$

$$\rho_{\ell} = (\rho_{\ell y} \cdot \rho_{\ell z})^{0,5} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k_1 = 0,1$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Siendo

$\rho_{\ell y}, \rho_{\ell z}$ cuantía de la armadura de tracción, en un ancho igual al ancho del pilar más $3 \cdot d$ a cada lado;

σ_{cp} tensión de compresión media en la losa a lo largo del perímetro de control;

Los valores de $C_{Rd,c}$, k_1 y v_{min} pueden ser modificados por el anexo nacional (y son parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

En **bases de pilares** (zapatas), se debería comprobar en varios perímetros de control u_i distantes de la cara del soporte entre 0 y $2 \cdot d$. En este caso, la tensión máxima de punzonamiento se calcula del mismo que en forjados, pero:

- Sustituyendo V_{Ed} por $V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$;
- Sustituyendo W_1 por W_i procedente del perímetro de control considerado.

Siendo

ΔV_{Ed} fuerza neta hacia arriba: tensión de reacción del terreno menos el peso propio de la zapata, en el interior del perímetro u_i considerado;

La resistencia a punzonamiento se obtiene en este caso de la expresión

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot d / a \geq v_{min} \cdot 2 \cdot d / a$$

Siendo

a distancia entre el perímetro u_i y la cara del soporte;

$C_{Rd,c}$, v_{min} , k como en el apartado de losas.

En el programa, tanto en el caso de losas de cimentación como en el de zapatas, sólo se estudia el perímetro de control base (situado a $2 \cdot d$ de la cara del soporte). En el caso de losas de cimentación, es opcional el utilizar la carga total o la reducida (es decir, descontando la carga neta hacia arriba).

2.4.5.4.1.2 Resistencia a punzonamiento con armadura transversal

Si en el **perímetro de control base**, u_1 , es necesaria armadura transversal, ésta se calcula a partir de la expresión:

$$v_{rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{\sin \alpha}{u_1 \cdot d} \leq k_{m\acute{a}x} \cdot v_{Rd,c}$$

Siendo

A_{sw}	área de cada perímetro de armadura transversal;
s_r	separación entre cada perímetro de refuerzos. Si sólo hay una línea de refuerzos, se puede considerar $s_r = d/0,67 \cong 1,5 \cdot d$;
$f_{ywd,ef}$	$= 250 \text{ MPa} + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$, con d en mm;
d	canto útil, media de los cantos útiles en cada dirección;
α	ángulo entre refuerzos de punzonamiento y la losa, que en Tricalc es siempre 90° (estribos verticales).
$k_{m\acute{a}x}$	$= 1,5$

En la **cara del soporte**, en el perímetro u_0 , se debe verificar que (con f_{cd} en MPa):

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) \leq v_{Rd,max}$$

Siendo

$v_{Rd,max}$	$= 0,5 \cdot f_{cd}^{0,5}$ (salvo lo indicado en el anexo nacional, siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa)
u_0	= perímetro del pilar, para pilares interiores; = $c_2 + 3 \cdot d \leq c_2 + 2 \cdot c_1$, para pilares de medianería; = $3 \cdot d \leq c_2 + c_1$, para pilares de esquina;

c_1, c_2 dimensiones del pilar, con c_2 paralelo al borde de la losa en pilares de medianería.

En el **perímetro de control exterior a la armadura** de punzonamiento, u_{out} o $u_{out,ef}$, es aquél para el que no es necesaria armadura de punzonamiento, por lo que su longitud debe cumplir que

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d)$$

La armadura de punzonamiento, debe llegar, al menos, hasta $k \cdot d = 1,5 \cdot d$ hacia el interior de dicho perímetro. Por tanto, u_{out} es convexo, de longitud mínima y rodea la armadura de punzonamiento a $1,5 \cdot d$ de distancia. El perímetro $u_{out,ef}$ es igual al anterior pero descontando los tramos a distancia mayor de $d \cdot (1 + k^2)^{1/2} = 1,8 \cdot d$ de cualquier refuerzo de punzonamiento.

Para armadura de punzonamiento formada por cuatro ‘brazos’ de armadura longitudinal más estribos alrededor del pilar, equivale a decir que u_{out} está a $(2^{1/2} + 1,5) \cdot d \cong 3 \cdot d$ de la cara del pilar y que los brazos son de longitud $2^{1/2} \cdot d$.

Para armadura de punzonamiento formada por ocho ‘brazos’ de armadura longitudinal más estribos alrededor del pilar, equivale a decir que u_{out} está a $(2,6 + 1,5) \cdot d \cong 4 \cdot d$ de la cara del pilar y que los brazos son de longitud $2,6 \cdot d$.

2.4.5.5 Cálculo con el modelo de bielas y tirantes

De acuerdo con los artículos 5.6.4 y 6.5.1 de la EN 1992-1-1:2004, cuando no existen distribuciones lineales de tensiones o en zonas de discontinuidad, se puede utilizar para su análisis y dimensionado un modelo de bielas y tirantes: es decir, mediante una celosía formada por nudos unidos mediante elementos comprimidos de hormigón (las bielas) y elementos traccionados de acero (los tirantes).

En bielas con compresión transversal o sin tracciones transversales (aunque puede considerarse un valor mayor en regiones con compresión multiaxial), su resistencia máxima será

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$$

En bielas con fisuras por tracciones transversales, salvo que se lleve a cabo un estudio más riguroso, su resistencia máxima será

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v = 1 - f_{ck}/250 \text{ MPa}$$

El valor de v puede estable en el anexo nacional, siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa.

En nudos comprimidos sin tirantes anclados en ellos, la resistencia máxima del nudo será

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$k_1 = 1,0$ salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

En nudos comprimidos con 1 tirante anclado en ellos, su resistencia será

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$k_2 = 0,85$ salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

En nudos comprimidos con 2 tirantes anclados en ellos (este es el caso de nudo pilar – viga de última planta), su resistencia será

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$k_3 = 0,75$ salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

En nudos con compresión triaxial, su resistencia será

$$\sigma_{Rd,max} = k_4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$k_4 = 3,0$ salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los parámetros contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

2.4.6 Comprobación de los Estados Límite de Servicio

Corresponde a la sección 7 de **EC-2** (capítulo 7 del Anejo 19 del Código Estructural).

2.4.6.1 Control de fisuras

Salvo lo indicado en el anexo nacional, la fisura máxima en milímetros, w_{max} se limita en función de la clase de exposición ambiental según la siguiente tabla:

Clase de exposición	Armaduras pasivas o activas no adherentes	Armaduras activas adherentes
	Combinaciones quasipermanentes	Combinaciones frecuentes
X0, XC1	0,4 ⁽¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ⁽²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompresión

⁽¹⁾Si no hay consideraciones de apariencia, este límite se puede aumentar.

⁽²⁾Comprobar también la descompresión en combinaciones quasipermanentes.

En el Código Estructural, esta tabla se sustituye por;

Clase de	Hormigón armado	Hormigón pretensado

exposición	Combinaciones quasipermanentes	Combinaciones Frecuentes
X0, XC1	0,4 ⁽¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4, XF1, XF3	0,3	0,2 ⁽²⁾
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XF2, XF4, XA1	0,2	Descompresión
XS3, XA2, XA3	0,1	

2.4.6.1.1 Área mínima de refuerzo

Además de comprobar que la fisura máxima no supere el valor límite establecido, el artículo 7.3.2 de la EN 1992-1-1:2004 establece una cuantía mínima de tracción que debe cumplirse. Su valor viene dado por la expresión

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

Siendo

$A_{s,min}$ área mínima de refuerzos en la zona de tracción A_{ct} ;

A_{ct} área de hormigón en tracción justo antes de producirse la primera fisura;

σ_s = f_{yk} . Máxima tracción del acero permitida justo antes de producirse la primera fisura;

$f_{ct,eff}$ = f_{ctm} o $f_{ctm}(t)$ en el caso de considerar la edad del hormigón;

k = 1,0 en almas con $h \leq 300\text{mm}$ o alas con $b \leq 300\text{mm}$;
= 0,65 en almas con $h \geq 800\text{mm}$ o alas con $b \geq 800\text{mm}$;

Interpolar linealmente para valores intermedios;

k_c = 1,0 en tracción simple;

En secciones rectangulares y almas de secciones en T o huecas:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1$$

En alas de secciones en T o huecas:

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \leq 1$$

σ_c tensión media en el hormigón en la zona considerada: $\sigma_c = N_{Ed} / (b \cdot h)$;

N_{Ed} axil en servicio en la zona considerada (positivo para compresión);

h^* = $\min(h; 1\text{ m})$;

$$k_1 = 1,5 \quad \text{si } N_{Ed} > 0 \text{ (compresión);}$$

$$= 2 \cdot h^* / (3 \cdot h) \quad \text{si } N_{Ed} < 0 \text{ (tracción);}$$

F_{cr} tracción, en valor absoluto, en el ala justo antes de la primera fisura calculado con $f_{ct,eff}$.
En el programa se comprueba que la armadura de tracción dispuesta cumple con este mínimo.

2.4.6.1.2 Control de fisuras sin cálculos directos

El **EC-2** permite limitar la separación de refuerzos y su diámetro según unas tablas de forma que no sea necesario comprobar la fisura máxima. En el mismo artículo, se indican las condiciones para definir la armadura de piel. Para vigas de canto $h \geq 1$ m, debería disponerse un **armado de piel** hasta la fibra neutra con:

- Cuantía según lo indicado en el apartado 'Área mínima de refuerzo' pero considerando $\sigma_s = f_{yk}$ y $k = 0,5$.
- Separación de la armadura de piel en milímetros según la siguiente tabla

f_{yk}	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
320	300	300	200
400	300	250	150
480	250	200	100
560	200	150	50
640	150	100	--

2.4.6.1.3 Cálculo del ancho de fisura

En este documento se indican sólo los cálculos de secciones sin pretensado, que son los que **Tricalc** realiza. La abertura de fisura se calcula mediante las expresiones

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \sigma_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

Donde

$s_{r,max}$ distancia máxima entre fisuras;

ε_{sm} es la deformación unitaria media en las armaduras;

ε_{cm} es la deformación media en el hormigón entre fisuras;

σ_s es la tensión de tracción en las armaduras con la sección fisurada;

$A_{c,eff}$ área efectiva de hormigón en tracción alrededor de las armaduras, de canto $h_{c,ef} = \min [2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2]$;

k_t = 0,6 para cargas de corta duración;

= 0,4 para cargas de larga duración;

En **vigas**, con separación de la armadura longitudinal $\leq 5 \cdot (c + \phi/2)$,

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff}$$

donde

c es el recubrimiento de la armadura longitudinal;

k_1 = 0,8 para barras de alta adherencia (todas las armaduras pasivas);

k_2 = 0,5 para flexión simple;

= 1,0 para tracción simple;

= $(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2 \cdot \varepsilon_1)$, en general;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ deformación unitaria en ambos bordes de la sección, con $|\varepsilon_1| \geq |\varepsilon_2|$;

k_3 = 3,4, salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa);

k_4 = 0,425, salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa);

En **vigas**, con separación de la armadura longitudinal $> 5 \cdot (c + \phi/2)$, o sin armadura de tracción,

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x)$$

2.4.6.2 Control de flechas

De acuerdo con el apartado 7.4.1 de **EC-2**, para apariencia y en general, para combinaciones quasipermanentes, la flecha relativa de vigas, losas y voladizos, debería ser no mayor de $L/250$. Así mismo, se indica que para flecha después de colocar un elemento dañable, en combinaciones quasipermanentes, la flecha activa será no mayor de $L/500$.

En el apartado 7.4.2 de **EC-2**, se indican unas relaciones luz/canto, que, de cumplirse, se asume que la flecha producida cumple con las limitaciones definidas en el apartado 7.4.1.

Para obtener un valor relacionado con la deformación (flecha, giro, tensión...) en una sección en estado fisurado, se usará la expresión:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I$$

$$\zeta = 1 - \beta \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 \quad \text{para secciones fisuradas}$$

$$\zeta = 0 \quad \text{para secciones no fisuradas}$$

Donde

α_I, α_{II} valor de la magnitud α calculada en sección sin fisurar y en sección completamente fisurada;

ζ coeficiente de distribución;

β = 1,0 para un único ciclo de cargas de corta duración;

= 0,5 para cargas de larga duración o muchos ciclos de carga;

σ_s tracción en la armadura calculada para una sección fisurada;

σ_{sr} tracción en la armadura calculada para una sección fisurada en las condiciones de carga que producen la primera fisura.

La relación (σ_{sr} / σ_s) puede sustituirse por (M_{cr} / M) para flexión o (N_{cr} / N) para tracción simple, siendo M_{cr} el momento de fisuración y N_{cr} el axil de fisuración.

Como tensión de tracción del hormigón puede usarse en general f_{ctm} , salvo en flexión simple, en que puede usarse $f_{ctm,fl}$.

Si las cargas producen fluencia, se puede usar como módulo de elasticidad del hormigón,

$$E_{c,eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)]$$

Para calcular la deformación final, además de por integración de curvaturas en cada punto, puede calcularse en la hipótesis de que toda la viga está sin fisurar y con toda la viga totalmente fisurada, para luego interpolar con la expresión $\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I$ antes indicada.

En el programa se utiliza la simplificación de que, para obtener la flecha diferida producida por un estado de carga entre dos edades diferentes del hormigón, se calcula la flecha instantánea correspondiente a ese estado de carga y se multiplica por el factor $\varphi(t_2, t_1) = \varphi(\infty, t_2) - \varphi(\infty, t_1)$.

2.4.7 Detalles de las armaduras

Corresponde a la sección 8 de **EC-2**, en donde se indica que no es de aplicación para cargas dinámicas o sísmicas (en esos caso debe acudir a la norma EN 1998).

2.4.7.1 Separación entre barras

La separación entre redondos que no forman grupo, tanto en horizontal como en vertical, será no menor de (siendo d_g es el máximo tamaño del árido):

- $k_1 \cdot \phi$, con $k_1 = 1,0$ salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa);
- $d_g + k_2$, con $k_2 = 5$ mm salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa);
- 20 mm.

En caso del Código Estructural, este apartado de su Anejo 19 entra en colisión con su apartado 49.4.1.1, que es el utilizado en el programa, que fija que esta distancia no será menor de:

- $1,0 \cdot \phi$;
- $1,25 \cdot d_g$;
- 20 mm.

2.4.7.2 Diámetro de doblado de las armaduras

Salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo estos valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa), el diámetro de mandriles para el doblado de las armaduras será:

Caso	Subcaso	$\phi_{m,min}$
Barras y alambres	$\phi \leq 16$ mm	$4 \cdot \phi$
	$\phi > 16$ mm	$7 \cdot \phi$
Barras o mallas con redondo soldado en la cara interior		$5 \cdot \phi$
Barras o mallas con redondo soldado en la cara exterior (d: distancia barra soldada a comienzo de curva)	$d \geq 3 \cdot \phi$	$5 \cdot \phi$
	$d < 3 \cdot \phi$	$20 \cdot \phi$

2.4.7.3 Anclaje y empalme de las armaduras pasivas

El Código Estructural, en su artículo 49.5, establece dos alternativas para el anclaje y empalme de las armaduras pasivas:

- Si la adherencia se establece en base al ensayo de la viga se aplican los subapartados de 49.5, que son idénticos a los de la Instrucción EHE-08. Véase ese apartado en el capítulo 1 de este Manual de Normativas.
- Si la adherencia se establece en base a la geometría de las corrugas o grafilas se aplica el Anejo 19, apartados 8.4 a 8.9, que coincide con lo indicado en el **EC-2** y que se detalla a continuación.

2.4.7.3.1 Anclaje de las armaduras

El **EC-2** recoge los siguientes tipos de anclaje de la armadura longitudinal:

- Prolongación recta
- 2 barras formando una U
- Barras dobladas o en gancho + tramo recto de $5 \cdot \phi$
- Barra soldada de diámetro $\phi_t \geq 0,6 \cdot \phi$ a distancia del comienzo del anclaje $\geq 5 \cdot \phi$

El doblado o gancho no contribuyen al anclaje en compresión.

La nomenclatura seguida en este apartado es la siguiente:

ℓ_b	es la longitud básica de anclaje, medida a lo largo del eje del redondo, incluyendo patillas y ganchos;
ℓ_{bd}	es la longitud de anclaje de cálculo, medida a lo largo del eje del redondo, incluyendo patillas y ganchos;
$\ell_{b,eq}$	es la longitud equivalente de anclaje en barras con anclaje en patilla, gancho o en U: longitud de la proyección de la barra más patillas o curvas sobre la propia barra (hasta el borde exterior del redondo);
$\ell_{b,rqd}$	es la longitud requerida de anclaje.

La tensión última de anclaje, para barras corrugadas, se calcula mediante la expresión

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

siendo

f_{ctd}	según el artículo 3.1.6 de EC-2 , pero tomando $f_{ck} \leq 60$ MPa para obtener $f_{ctk,0,05}$;
η_1	= 1,0 para anclaje en buena posición; = 0,7 para anclaje en mala posición;
η_2	= 1,0 para $\phi \leq 32$ mm; = $(132 - \phi) / 100$ para $\phi > 32$ mm

Se define como buena posición de anclaje:

- Barras que forman un ángulo $\alpha \leq 45^\circ$ con la dirección de hormigonado;
- Barras superiores e inferiores de vigas o losas de canto $h \leq 250$ mm;
- Barras inferiores de vigas o losas de canto $h > 250$ mm.

Para anclar en prolongación recta, una barra que trabaja a tensión σ_{sd} , la longitud básica requerida de anclaje viene dada por

$$\ell_{b,rqd} = (\phi / 4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd})$$

La longitud de anclaje de cálculo, viene dada entonces por las expresiones:

$$\ell_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \ell_{b,rqd} \geq \ell_{b,min}$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$$

$$\ell_{b,min} = \max \{0,3 \cdot \ell_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\}$$

para tracción

$$\ell_{b,min} = \max \{0,6 \cdot \ell_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\}$$

para compresión

Los coeficientes α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 vienen definidos en la siguiente tabla:

Factor	Tipo de anclaje	tracción	compresión
Forma de anclaje α_1	Prolongación recta	1,0	1,0
	Patilla, gancho o en U	$c_d > 3 \cdot \phi \rightarrow 0,7$ $c_d \leq 3 \cdot \phi \rightarrow 1,0$	1,0
Recubrimiento α_2	Prolongación recta	$1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi) / \phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	1,0
	Patilla, gancho o en U	$1 - 0,15 \cdot (c_d - 3 \cdot \phi) / \phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	1,0
Armado transversal no soldado α_3	Cualquiera	$1 - K \cdot \lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	1,0
Armado transversal soldado α_4	Barra soldada	0,7	0,7
Compresión transversal α_5	Cualquiera	$1 - 0,04 \cdot p$ $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	

Donde

c_d = $\min (a/2; c_i, c)$ para barras en prolongación recta;

= $\min (a/2; c_i)$ para barras con patilla o gancho;

= c para barras en U;

a distancia horizontal libre entre redondos;

c recubrimiento vertical del redondo a anclar;

c_1	recubrimiento horizontal del redondo a anclar;
K	$= 0,10$ para vigas; $= 0,05$ para losas con armado transversal por fuera; $= 0,00$ para losas con armado transversal por dentro;
λ	$= (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$
ΣA_{st}	área de la armadura transversal a lo largo de ℓ_{bd} ;
$\Sigma A_{st,min}$	$= 0,25 \cdot A_s$ para vigas; $= 0,00$ para losas;
A_s	área del redondo de mayor diámetro a anclar en la sección;
p	presión transversal de compresión, en ELU, a lo largo de ℓ_{bd} .
Como simplificación, puede adoptarse para anclaje en patilla, gancho o en U	

$$\ell_{b,eq} = \alpha_1 \cdot \ell_{b,rqd}$$

Para anclaje con barra soldada, también puede adoptarse la siguiente simplificación:

$$\ell_{b,eq} = \alpha_4 \cdot \ell_{b,rqd}$$

2.4.7.3.2 Solape de las armaduras

Los solapes se deben evitar en zonas de grandes tracciones. Las barras solapadas no deben separarse más de $4 \cdot \phi$ ni de 50 mm. Si lo hacen, se debe aumentar la longitud de solape en esa misma 'sobre separación'.

Las armaduras de reparto y las comprimidas pueden solaparse todas en la misma sección, pero para poder solapar todas las barras traccionadas (o el 50% si están en dos capas) en la misma sección se debe cumplir que dos solapes adyacentes están separados longitudinalmente no menos de $0,3 \cdot \ell_0$ y que dos solapes adyacentes estén separados transversalmente no menos de $2 \cdot \phi$ y 20 mm.

La longitud de solape, ℓ_0 , se calcula como

$$\ell_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \ell_{b,rqd} \geq \ell_{0,min}$$

$$\ell_{0,min} > \max(0,3 \cdot \alpha_6 \cdot \ell_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ mm})$$

Donde

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ de acuerdo con lo indicado para la longitud de anclaje, pero tomando $\Sigma A_{st,min} = A_s \cdot \sigma_{sd} / f_{yd}$;

A_s área de una de las barras a solapar;

α_6 de acuerdo con la tabla siguiente;

% de barras solapadas	<25%	33%	50%	>50%
α_6	1,00	1,15	1,40	1,50

2.4.7.4 Detalles de elementos y reglas particulares

Este apartado corresponde a la sección 9 de **EC-2** (capítulo 9 del Anejo 19 del Código Estructural).

2.4.7.4.1 Vigas

2.4.7.4.1.1 Armadura longitudinal

Además de la armadura de tracción mínima indicada por fisuración, la armadura mínima de tracción será, salvo lo indicado en el anexo nacional y siendo b_t el ancho medio de la sección en la zona de armadura traccionada (siendo estos valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot b_t \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

En el caso del Código Estructural, esta expresión se sustituye por:

$$A_{s,min} = \frac{W}{z} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}}$$

Siendo

z es el brazo mecánico en ELU, que puede calcularse de forma aproximada como $z = 0,8 \cdot h$

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada

Si no se cumple esta limitación, el elemento se considerará como de hormigón en masa o débilmente armado.

La armadura máxima en compresión o tracción, sin contar solapes, será, salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa):

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

En construcción monolítica, aunque en cálculo se haya asumido un apoyo articulado, debe resistirse en dicho apoyo un momento no menor de β_1 veces el momento máximo del vano, además de respetarse la armadura mínima antes indicada. Salvo lo indicado en el anexo nacional, y siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa, $\beta_1 = 0,15$.

Para evitar el pandeo de las armaduras comprimidas, toda armadura de compresión de diámetro ϕ debe estar atada por armadura transversal de separación no mayor de $15 \cdot \phi$.

Para asumir el aumento de tensión de la armadura longitudinal debida al cortante, basta decalar la gráfica de momentos una distancia a_ℓ de valor:

- En ausencia de armadura transversal, $a_\ell = d$.
- Con armadura transversal formada por estribos verticales y calculada con bielas a 45° , $a_\ell = z/2 \cong d/2$.

Al menos debe llegar al extremo β_2 de la armadura máxima inferior de un vano extremo o interior. Salvo lo indicado en el anexo nacional, en ambos casos (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa), $\beta_2 = 0,25$.

2.4.7.4.1.2 Armadura de cortante

La cuantía de la armadura de cortante, formada por cercos verticales, debe cumplir (unidades en MPa y mm):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w) \geq \rho_{w,min} = r \cdot f_{ck}^{0,5} / f_{yk}$$

Siendo

r = 0,08 salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa)

A_{sw} área del refuerzo de cortante en la longitud s ;

s separación entre estribos en la dirección longitudinal de la viga;

b_w ancho del alma de la sección.

La separación máxima entre estribos, salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa), será:

$$s_{\ell,max} = 0,75 \cdot d$$

La separación máxima entre ramas de un estribo, salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa), será:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

2.4.7.4.1.3 Armadura de torsión

Además de lo indicado para cortante, los estribos deberían separarse no más de

$$s = \min (u / 8; b_w)$$

La armadura longitudinal debe estar distribuida a lo largo del borde de la sección cada no más de 350 mm pero con al menos una barra en cada esquina.

2.4.7.4.2 Losas macizas de forjado unidireccionales o bidireccionales

2.4.7.4.2.1 Refuerzos de flexión

En general es de aplicación lo indicado para vigas, aunque con algunas particularidades. Por ejemplo, el decalaje de la gráfica de momentos será siempre $a_\ell = d$.

La separación máxima entre refuerzos será (salvo lo indicado en el anejo nacional y siendo estos valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa):

- Para la dirección principal $\rightarrow s_{\max, \text{slabs}} = \min (3 \cdot h; 400 \text{ mm})$
- Para la dirección secundaria $\rightarrow s_{\max, \text{slabs}} = \min (3,5 \cdot h; 450 \text{ mm})$
- En zonas de momento máximo, para la dirección principal $\rightarrow s_{\max, \text{slabs}} = \min (2 \cdot h; 250 \text{ mm})$
- En zonas de momento máximo, para la dirección secundaria $\rightarrow s_{\max, \text{slabs}} = \min (3,5 \cdot h; 400 \text{ mm})$

En el Código Estructural, se sustituyen por $\rightarrow s_{\max, \text{slabs}} = \min (3 \cdot h; 300 \text{ mm})$

Refuerzo de bordes libres: La armadura existente puede actuar como armadura de borde libre. Debería estar formada al menos por un redondo paralelo al borde en ambas caras y un refuerzo perpendicular en forma de U de longitud $\geq 2 \cdot h$.

2.4.7.4.2.2 Refuerzos de cortante

Los refuerzos de cortante sólo deberían disponerse en losas de canto $h \geq 200 \text{ mm}$. En general, vale lo indicado para refuerzos de cortante en vigas, salvo que la separación entre ramas de un mismo estribo vertical de cortante será no mayor de $1,5 \cdot d$.

2.4.7.4.2.3 Refuerzos de punzonamiento

En este documento se indican sólo las especificaciones de **EC-2** relativas a refuerzos de punzonamiento constituidos por ramas verticales, que es el único tipo contemplado por *Tricalc*.

Si es necesario un refuerzo de punzonamiento, éste debería cumplir las siguientes características:

- El primer perímetro de estribos estará entre $0,3 \cdot d$ y $0,5 \cdot d$ de la cara del pilar.
- Habrá al menos 2 perímetros de estribos.
- La distancia entre perímetros de estribos será $s_r \leq 0,75 \cdot d$.
- El último perímetro de estribos estará a una distancia menor o igual de $k \cdot d = 1,5 \cdot d$ hacia el interior del perímetro u_{out} (en el que ya no se necesita refuerzo de punzonamiento).
- La separación entre ramas en un mismo perímetro será $s_t \leq 1,5 \cdot d$ si éste dista menos de $2 \cdot d$ del soporte; y $s_t \leq 2 \cdot d$ en caso contrario.

La cuantía mínima será (unidades en MPa y mm)

$$A_{\text{sw}, \min} \cdot 1,5 / (s_r \cdot s_t) \geq 0,05 \cdot f_{\text{ck}}^{1/2} / f_{\text{yk}}$$

2.4.7.4.3 Pilares

Para **EC-2**, un **pilar** debe tener una sección $b \times h$ tal que $0,25 \leq b/h \leq 4$ y altura $L \geq 3 \cdot \max (b; h)$; de lo contrario debe analizarse como muro.

2.4.7.4.3.1 Armadura longitudinal

La armadura longitudinal debería estar formada por barras de diámetro $\phi \geq \phi_{\min}$ con una cuantía no menor de $A_{\text{s}, \min}$ ni mayor, fuera de la zona de solapes, de $A_{\text{s}, \max}$. Salvo que sean modificados por el anexo nacional, los valores de estos parámetros son (siendo N_{Ed} el axil de compresión):

$$\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$$

$$A_{\text{s}, \min} = \max (0,10 \cdot N_{\text{Ed}} / f_{\text{yd}}; 0,002 \cdot A_c)$$

$$A_{\text{s}, \max} = 0,04 \cdot A_c$$

Estos valores son contemplados en los Anexos Nacionales del programa. Así, en Portugal, su anexo nacional estipula que $\phi_{\min} = 10 \text{ mm}$.

En el Código Estructural, se sustituyen por:

$$\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$$

$$A_{s,\min} = 0,10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c$$

En pilares rectangulares o circulares, debe haber al menos 4 barras. En pilares poligonales, al menos una barra en cada esquina.

2.4.7.4.3.2 Armadura transversal

La armadura transversal debería ser de diámetro $\phi_t \geq \max(6 \text{ mm}; \phi_{t,\max} / 4)$, con una separación entre estribos no mayor de (salvo lo indicado en el anexo nacional)

$$s_{ct,\max} = \min(20 \cdot \phi_{t,\min}; b; h; 400 \text{ mm})$$

Estos valores son contemplados en los Anexos Nacionales del programa. Así, en el anexo nacional de Portugal (y el Código Estructural español) se sustituye por:

$$s_{ct,\max} = \min(15 \cdot \phi_{t,\min}; b; h; 300 \text{ mm})$$

Debería haber una separación entre estribos no mayor de $0,6 \cdot s_{ct,\max}$ en los extremos del pilar en una longitud igual a la dimensión máxima de la sección por encima del forjado inferior y por debajo del forjado o viga superior, así como en las zonas de solape de armadura de diámetro $\phi_{t,\max} > 14 \text{ mm}$. Esta prescripción puede hacer que el armado transversal de los pilares calculados por **Tricalc** esté separado en tres zonas, con una separación de estribos mayor en la zona media.

Las armaduras longitudinales comprimidas no distarán más de 150 mm de una armadura atada por estribos.

2.4.7.4.4 Muros

Para **EC-2**, los muros deben tener un ancho y un alto no menor de 4 veces su espesor. Si predomina la flexión fuera del plano del muro (caso habitual en muros de contención, por ejemplo) pueden utilizarse las reglas definidas para forjados y losas.

2.4.7.4.4.1 Armadura vertical

La cuantía de la armadura vertical suma de ambas caras, fuera de la zona de solapes, debe estar entre $A_{s,v\min}$ y $A_{s,v\max}$, que salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo estos valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa), son

$$A_{s,v\min} = 0,002 \cdot A_c$$

$$A_{s,v\max} = 0,040 \cdot A_c$$

La separación entre refuerzos verticales será no mayor de 3 veces el espesor del muro ni de 400 mm.

2.4.7.4.4.2 Armadura horizontal

En ambas caras debe haber armadura de cuantía no menor de $A_{s,h\min}$ separada no más de 400 mm. Salvo lo indicado por el anexo nacional (siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa), el valor de $A_{s,h\min}$ es

$$A_{s,h\min} = \max(A_{s,v} / 4; 0,001 \cdot A_c)$$

En el Código Estructural, se sustituye por:

$$A_{s,h\min} = 0,0040 \cdot A_c \text{ para } f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{s,h\min} = 0,0032 \cdot A_c \text{ para } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Además, en el Código Estructural, se añade:

- Si el muro tiene más de 50 cm de espesor, se considerará de 50 cm de espesor para calcular A_c .
- Podrá utilizarse $A_{s,h\min} = 0,0020 \cdot A_c$ en cualquiera de los casos siguientes:
 - En muros de 5 m de altura de fuste o más, a partir de los 2,5 m de altura
 - Cuando se dispongan juntas verticales de contracción a distancias inferiores a 7,5 m, para lo que existe una opción en el programa para indicar que éste es el caso.

2.4.7.4.4.3 Armadura transversal

Cuando la armadura vertical (suma de ambas caras) sea $A_{s,v} \geq 0,02 \cdot A_c$, debe haber estribos con similares prescripciones a las dadas para pilares. En todo caso, cuando se arman ambas caras, debería haber al menos 4 estribos por m^2 , salvo que se arme con mallas electrosoldadas de $\phi \leq 16$ mm y recubrimiento $\geq 2 \cdot \phi$.

2.4.7.4.5 Cimentaciones

En zapatas, encepados y vigas de cimentación, la armadura longitudinal será de diámetro no menor de $\phi_{min} = 8$ mm y en pilotes hormigonados in situ, la armadura longitudinal será de diámetro no menor de $\phi_{min} = 16$ mm, salvo lo indicado en el anexo nacional (siendo ambos valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

En el Código Estructural no existe referencia a las cimentaciones profundas, por lo que el programa utiliza los criterios de este Eurocódigo y su Anexo Nacional de España. Así, el diámetro mínimo para zapatas, encepados, vigas de cimentación y pilotes hormigonados in situ, será no menor de $\phi_{min} = 12$ mm.

La armadura longitudinal de zapatas aisladas y corridas debería anclarse, a partir de una distancia desde el borde de la zapata $x = h/2$, con una tensión

$$f_{yd} \cdot (v + 0,15 \cdot b)^2 / [h \cdot (v + 0,15 \cdot b - h/4)]$$

Donde

v vuelo de la zapata paralelo a la armadura considerada;

h canto de la zapata;

b dimensión del pilar o muro paralela a la armadura considerada;

Las vigas centradoras y de atado deben calcularse al menos para resistir una carga vertical de valor (salvo lo indicado en el anexo nacional, siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa) $q_1 = 10$ kN/m.

Los pilotes hormigonados in situ deberían tener una armadura longitudinal formada por al menos 6 barras, separas no más de 200 mm y con una cuantía no menor de $A_{s,bpmin}$, que, salvo lo indicadsado en el anexo nacional, viene indicada en la siguiente tabla (tanto la separación mínima como los valores de la tabla son valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa).

Área del pilote A_c	Área mínima de refuerzo longitudinal $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

2.4.8 Regiones con discontinuidad

En este documento se indican sólo los casos contemplados por el programa, calculados de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes propuesto por **EC-2**.

2.4.8.1 Ménsulas cortas

El programa comprueba y arma las ménsulas cortas de hormigón armado de acuerdo con el artículo J.3 de **EC-2**.

Para que sea válido el modelo de cálculo empleado por **EC-2** y **Tricalc** (modelo de bielas y tirantes con refuerzos formados por estribos horizontales), la ménsula corta debe cumplir:

$$a_c < Z_0$$

$1,0 \leq \tan\theta \leq 2,5$, lo que implica que $45^\circ \leq \theta \leq 68,2^\circ$

$a_c < 0,5 \cdot h_c$

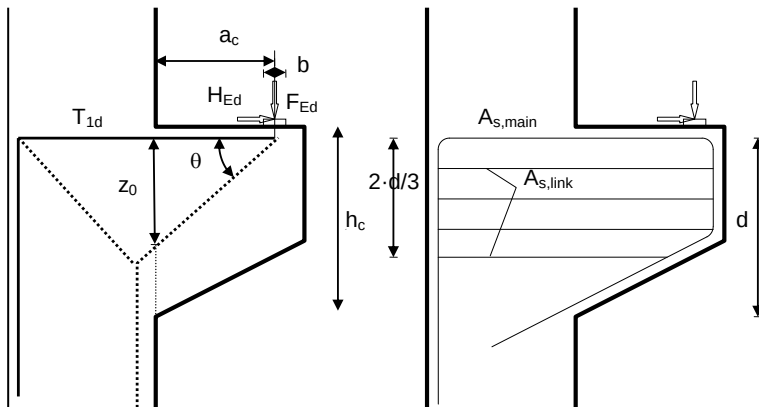
Siendo

a_c distancia entre eje de carga vertical y cara de apoyo;

z_0 distancia vertical entre refuerzo principal y la intersección entre el eje de la biela y la cara del apoyo;

h_c canto total de la ménsula en la cara de apoyo;

θ ángulo entre la biela y la horizontal.



La armadura principal debe anclarse a partir de la armadura del soporte más cercana a la ménsula por un lado y a partir de la cara interna de la carga por el otro.

Los estribos horizontales a disponer tendrán una cuantía total

$$A_{s,link} \geq k_1 \cdot A_{s,min}$$

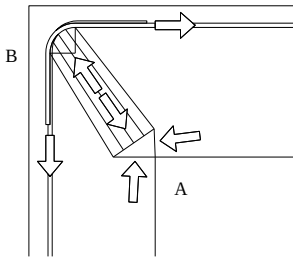
Siendo

k_1 = 0,25 salvo lo indicado en el anexo nacional, siendo uno de los valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa;

$A_{s,main}$ armadura principal.

2.4.8.2 Unión de pilar de última planta con viga o diagonal

En el esquema de la figura, se observa que en la esquina inferior del nudo, **A**, existe un nudo **multicomprimido biaxial**, ya que existen tres fuerzas de compresión en un mismo plano, y en el que la resistencia a compresión del hormigón es $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$. Este nudo no es necesario comprobarlo, puesto que la tensión transmitida por el bloque de compresiones de la viga y del pilar no supera el valor de f_{cd} . En la esquina superior del nudo, **B**, aparece un nudo en el que la biela de hormigón presenta un estado **biaxial**, por lo que la resistencia del hormigón no puede superar $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$. Para calcular la fuerza que debe aportar a este nudo la biela, basta componer vectorialmente las tracciones transmitidas por los tirantes (la armadura de negativos de la viga y la armadura traccionada el pilar). La tensión en la biela será la fuerza anteriormente calculada dividida por la sección de dicha biela.



De acuerdo con el apartado J.2.2 de **EC-2**, este modelo es válido sólo si la relación entre cantos de viga y pilar es $2/3 < h_2 / h_1 < 3/2$.

El ancho de la sección de la biela viene dado por el menor de los anchos de la viga y el pilar. Su canto viene dado por el ángulo formado por la biela y la viga, θ_v , el ángulo que formado por la biela y el pilar, θ_p , y el radio de curvatura interno de la armadura, r , según la expresión

$$h = r \cdot (\cos \theta_p + \cos \theta_v)$$

El programa toma como radio de curvatura interno de un redondo, la mitad del diámetro mínimo de los mandriles indicado en el apartado “Diámetro de doblado de las armaduras” de este documento.

Dado que el diámetro y tensión de trabajo de las armaduras de la viga puede diferir de las del pilar, el programa comprueba la tensión de la biela con ambos armados. Nótese que dado que el radio de doblado de las armaduras es función del diámetro a doblar, y para valores de 20mm o mayores es 7Ø frente a 4Ø (salvo lo que indique el anexo nacional, siendo ambos valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa), es posible que el nudo no sea válido con diámetros de 16mm, pero sí lo sea con 20mm, al aumentar considerablemente el radio de doblado.

Si una biela no cumple, pueden adoptarse varias soluciones igualmente válidas:

- **Aumentar la sección** de la viga o pilar que falle, con lo que el brazo de palanca de la armadura aumenta y por tanto su tensión disminuye. A veces esta solución produce un efecto colateral no deseado porque el aumento de la sección trae consigo un aumento de rigidez y un aumento del momento absorbido por el nudo.
- **Aumentar el diámetro** de la armadura, con lo que aumenta el diámetro de doblado de la misma y por tanto el aumento de la sección resistente de la biela. Esta solución puede aumentar las longitudes de anclaje necesarias y por tanto dificultar la ejecución del nudo.
- El más recomendable es **reducir el momento negativo** existente en el nudo mediante una **unión elástica** entre el pilar y la viga. Este método aumenta el momento positivo resistido por la viga, pero mejora el trabajo del pilar.

2.4.9 Resistencia al fuego

La resistencia al fuego de los elementos de hormigón armado calculados con Eurocódigo 2, se comprueba de acuerdo con la EN 1992-1-2:2004 (o el Anejo 20 del Código Estructural, que es una adaptación del eurocódigo). Concretamente, en **Tricalc** se ha implementado una comprobación por tablas como elementos aislados (pilar, viga, forjado, muro...), de acuerdo con el apartado 5 de dicho Eurocódigo.

2.4.9.1 Reglas generales y campo de aplicación

El método usado cubre resistencias al fuego de hasta 240 minutos, con hormigones de peso normal realizado con áridos silíceos.

El criterio de resistencia (criterio R) se satisface si se cumple la ecuación (5.1):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi} \leq 1$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Siendo

E_d es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 6.4.3.2 de la EN 1990);

$E_{d,fi}$ es el efecto de las acciones en situación de incendio;

$R_{d,fi}$ es la resistencia en situación de incendio;

η_{fi} factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

Los criterios de integridad y aislamiento (criterios EI) de forjados y muros se suponen satisfechos si se cumplen los espesores mínimos de la tabla 5.3.

Las tablas definidas en el Eurocódigo se basan en una temperatura crítica de las armaduras de 500 °C, lo que equivale aproximadamente, a considerar un nivel de carga $\eta_{fi} = 0,7$ y un coeficiente de seguridad de las armaduras $\gamma_s = 1,15$. El nivel de carga, η_{fi} , se obtiene mediante las expresiones

Para las combinaciones obtenidas mediante la expresión (6.10) de la EN 1990:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Para las combinaciones obtenidas mediante las expresiones (6.10a) y (6.10b) de la EN 1990, el menor de las siguientes expresiones:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Un valor de $\eta_{fi} = 0,7$, en los casos habituales, estará por tanto del lado de la seguridad.

La EN 1992-1-1 puede establecer recubrimientos mayores (que en cualquier caso deberían cumplirse) a los recubrimientos mínimos determinados por la resistencia al fuego en la EN 1992-1-2. Debe tenerse en cuenta, además, que los aislamientos frente al fuego se comportan como un determinado recubrimiento adicional de hormigón equivalente a la hora de calcular la resistencia al fuego del elemento, pero no siempre se consideran a la hora de comprobar la durabilidad del elemento frente a la corrosión.

Se definen los siguientes valores:

b es el ancho de la sección. En el caso de pilares rectangulares, será su dimensión menor. En el caso de pilares circulares será su diámetro. En el caso de vigas y nervios de forjados, es el ancho de la sección medido por el baricentro de las armaduras inferiores.

h es el canto de la sección. En el caso de pilares rectangulares será su dimensión mayor;

a es la distancia nominal (es decir, sin incrementos por tolerancias) entre el eje de un redondo de la armadura longitudinal y el paramento expuesto al fuego más próximo teniendo en cuenta los revestimientos contra fuego;

a_m es la distancia media entre el eje de los redondos considerados de la armadura longitudinal y los paramentos expuestos al fuego. En el caso de pilares se calcula para el conjunto de su armadura longitudinal. En el caso de vigas y forjados, se calcula para la armadura longitudinal inferior. En el caso de muros, se calcula para la armadura vertical de cada una de las caras. Se calcula de acuerdo con la expresión

$$a_m = \frac{\sum A_{si} \cdot a_i}{\sum A_{si}}$$

A_{si} área del redondo “i”;

a_i valor de “a” para el redondo “i”.

El valor de **a_m** se refiere al de las armaduras longitudinales siguientes:

- En el caso de pilares, al de todas las armadura longitudinales del pilar;

- En el caso de vigas y forjados, a las armaduras longitudinales inferiores;
- En el caso de muros, a las armaduras verticales de cada cara expuesta al fuego.

2.4.9.2 Pilares

En el Eurocódigo se indican dos métodos, Método A y Método B para la evaluación de la resistencia al fuego de pilares. En *Tricalc* se utiliza el Método B, ya que una de las limitaciones del Método A es que la longitud efectiva del pilar sea no mayor de 3m, lo cual es muy restrictivo.

El método B consiste en comprobar las dimensiones mínimas de los pilares y la distancia media a_m de acuerdo con la tabla 5.2b siguiente:

Tabla 5.2b. Dimensiones mínimas de b y a_m para pilares rectangulares o circulares

Resistencia al fuego	ω	b_{min}/a_m [mm]			
		n = 0,15	n = 0,3	n = 0,5	n = 0,7
1	2	3	4	5	6
R30	0,100	150/25	150/25	200/30:250/25	300/30:350/25
	0,500	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	1,000	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
R60	0,100	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:500/25	500/25
	0,500	150/25	150/35:200/25	250/35:350/25	350/40:550/25
	1,000	150/25	150/30:200/25	200/40:400/25	300/50:600/30
R90	0,100	200/40:250/25	300/40:400/25	500/50:550/25	550/40:600/25
	0,500	150/35:200/25	200/45:300/25	300/45:550/25	500/50:600/40
	1,000	200/25	200/40:300/25	250/40:550/25	500/50:600/45
R120	0,100	250/50:350/25	400/50:550/25	500/25	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25	300/45:550/25	450/50:600/25	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25	250/50:400/25	450/45:600/30	600/60
R180	0,100	400/50:500/25	500/60:550/25	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25	450/50:600/25	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25	450/50:550/25	500/60:600/45	(1)
R240	0,100	500/60:550/25	550/40:600/25	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25	550/55:600/25	600/70	(1)



1,000 400/45:500/25 500/40:600/30 600/60 (1)

⁽¹⁾ Requiere anchura mayor de 600 mm. Es necesario hacer una evaluación particular del pandeo. En **Tricalc** se considera como 'fuera de tabla' y por tanto, con error de resistencia al fuego.

Esta tabla es válida para:

- Estructuras arriostradas (intraslacionales), remitiendo al Anexo Nacional en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales). **Tricalc** utiliza la tabla también en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales).
- El axil normalizado de compresión a temperatura ambiente, **n**, es no mayor de 0,7.
- La excentricidad de la carga de primer orden en situación de incendio, **e**, es no mayor de 0,25·b ni de 100 mm.
- La esbeltez del pilar en situación de incendio, λ_{fi} , es no mayor de 30.

En donde

$$n = N_{0,Ed,fi} / [0,7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})]$$

$$N_{0,Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} = 0,7 \cdot N_{Ed}$$

$$e = M_{0,Ed,fi} / N_{0,Ed,fi} = M_{Ed} / N_{Ed}$$

$$\lambda_{fi} = \ell_{0,fi} / i$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd}$$

Siendo

N_{Ed} ; M_{Ed} Axil y momento de primer orden (sin pandeo) en combinación persistente o transitoria;

$\ell_{0,fi}$ longitud efectiva del pilar en situación de incendio, que puede tomarse como la longitud efectiva (longitud de pandeo) en situación normal;

i radio de giro mínimo de la sección.

Método de las zonas

También se permite utilizar, opcionalmente, el método descrito en la norma EN 1992-1-2, anexo B.2, para evitar las limitaciones del método basado en tablas.

Utilizando este método ahora disponible, se consigue resolver un conjunto mayor de casos que no son abordables con el método basado en tablas.

En caso de que se realice el cálculo según el Código Estructural español, también es posible utilizar el método equivalente, descrito en el apéndice B.2 del anexo 20. Dado que el anexo B permite utilizar dos métodos, en Tricalc se ha optado por el método de las zonas (B.2), por ser más preciso para columnas.

Opciones de cálculo de resistencia al fuego

☒ Cálculo a fuego activado η_{fi} 0,65

Resistencia al fuego (minutos) ▼

☐ Prolongación de armadura de negativos para una resistencia al fuego R 90 o superior

Vigas Pilares Muros Losas de forjado Forjados unid. Forjados reticulares Forjados reticulares Forjados reticulares Forjados reticulares

☒ Cálculo a fuego activado

Resistencia al fuego (minutos) 60

Datos adicionales

Hormigón	...
Acero	...
Madera	...
Aluminio	...

Aceptar Cancelar

Fuego: pilares de hormigón

Método

☒ Con aislante

Descripción Argamasa de inertes ligeros (vern)

Conductividad [W/(m·K)] 0,41000

Espesor mínimo (mm) 0,00

Espesor máximo (mm) 30,00

Paso (mm) 5,00

Modo de aplicación

☐ Proyectado
 ☒ Paneles
 Copiar de..

☐ Sólo tres caras expuestas

Aceptar Cancelar

El método tiene estos pasos (según EN 1992-1-2, B.2 o Código Estructural, A20.B.2):

- La sección se divide en zonas concéntricas de alrededor de 5 cm de profundidad.
- Se calcula la temperatura del hormigón in el centro de cada una de las zonas, según EN 1992-1-2, apéndice A (Código Estructural, A20.A).
- Se obtiene un espesor de hormigón dañado, así como una temperatura media.
- Se realiza una comprobación de flexión y axil como si un hubiera fuego, pero con:
 - Una sección e hormigón que no incluye el espesor dañado
 - $f_{cd} = k_c \cdot f_{ck} / \gamma_{m,c,fi}$
 - k_c se obtiene según la temperatura media del hormigón
 - f_s de cada armadura se calcula según su propia temperatura (diferente en cada una)
- En caso necesario, se coloca el espesor del revestimiento protector frente al fuego, para reducir la temperatura.

Para evitar la comprobación de cortante y torsión frente al fuego, se necesita una sección mínima, que se chequea según los datos tabulados en el método A para $\mu_{fi} = 0,2$.

2.4.9.3 Muros

Para comprobar la resistencia al fuego de los muros resistentes de hormigón armado, se deben cumplir las el espesor mínimo del muro, t y la distancia mínima de la armadura al paramento a_m indicadas en la tabla 5.4 así como las disposiciones indicadas en este apartado. También puede aplicarse a muros de hormigón en masa.

Tabla 5.4. Dimensiones mínimas de t y a_m para muros resistentes de hormigón

Resistencia al fuego	t / a_m [mm]			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,70$	
	Expuesto por 1 cara	Expuesto por 2 caras	Expuesto por 1 cara	Expuesto por 2 caras
1	2	3	4	5

REI 30	100/10	120/10	120/10	120/10
REI 60	110/10	120/10	130/10	140/10
REI 90	120/20	140/10	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

Esta tabla es válida para:

- Estructuras arriostradas (intraslacionales), remitiendo al Anexo Nacional en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales). Al no existir Anexo Nacional español, **Tricalc** utiliza la tabla también en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales).
- La relación entre la altura libre del muro y su grosor (esbeltez) será no mayor de 40.
- El factor de sobredimensionado, μ_{fi} , será no mayor de 0,70.

En donde

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$$

El valor de μ_{fi} , como aproximación, puede tomarse como $\mu_{fi} = \eta_{fi}$, lo que equivale a suponer el muro próximo al agotamiento por compresión en diseño a temperatura normal. En **Tricalc** se define en las opciones el valor de μ_{fi} a considerar (cuyo valor por defecto es 0,5).

2.4.9.4 Vigas

La resistencia al fuego de vigas de hormigón armado o pretensado podrá darse por válida si se cumplen los datos dados en las Tablas 5.5 a 5.7 junto con las prescripciones indicadas en este apartado. No se indican en este documento las prescripciones particulares para vigas de sección en I, no contempladas en **Tricalc**.

En las esquinas inferiores de las vigas se producen concentraciones de temperatura. Por esta razón la distancia mínima desde el eje de las armaduras inferiores de esquina al lateral de la viga, a_{sd} , debería ser no menor del valor de a_m indicado en las tablas, incrementado en 10 mm si el ancho de la viga, b , no es mayor del indicado en la columna 4 de la Tabla 5.5 para vigas simplemente apoyadas, y la columna 3 de la tabla 5.6 para vigas continuas. Puede resultar entonces, que los diámetros de las esquinas tengan un recubrimiento mayor en horizontal que en vertical. En **Tricalc** no se respeta esta cláusula exactamente, sino que se sigue la interpretación dada por las normas españolas CTE DB SI y EHE-08 que es la indicada en el párrafo siguiente:

- En la evaluación de la distancia media entre eje de armadura y paramento, a_m , el valor de a_i correspondiente a los redondos de esquina si el ancho de la viga, b , no es mayor del indicado en la columna 4 de la Tabla 5.5 para vigas simplemente apoyadas, y la columna 3 de la tabla 5.6 para vigas continuas, será el menor entre:
 - La distancia medida hacia el paramento inferior.
 - La distancia medida hacia el paramento lateral menos 10 mm.

Para vigas simplemente apoyadas expuestas por tres caras, las dimensiones mínimas del ancho b y la distancia a_m correspondiente a la armadura inferior vienen dados en la tabla 5.5 siguiente (se han eliminado las prescripciones para vigas de sección en I).

Tabla 5.5. Dimensiones mínimas para vigas simplemente apoyadas expuestas por tres caras

Resistencia al fuego	Posibles combinaciones de a y b_{min} [mm]

1	2	3	4	5
R 30	$b_{min}=80$ $a=25$	120 20	160 15	200 15
R 60	$b_{min}=120$ $a=40$	160 35	200 30	300 25
R 90	$b_{min}=150$ $a=55$	200 45	300 40	400 35
R 120	$b_{min}=200$ $a=65$	240 60	300 55	500 50
R 180	$b_{min}=240$ $a=80$	300 70	400 65	600 60
R 240	$b_{min}=280$ $a=90$	350 80	500 75	700 70

Para vigas continuas expuestas por tres caras, las dimensiones mínimas del ancho **b** y la distancia **a_m** correspondiente a la armadura inferior vienen dados en la tabla 5.6 siguiente (se han eliminado las prescripciones para vigas de sección en I). Además, en vigas continuas debería:

- Los datos de la Tabla 5.6 sólo son válidos si la redistribución del momento flector a temperatura ambiente no excede del 15%. De lo contrario las vigas se tratarán como si fueran simplemente apoyadas. En **Tricalc**, si en las opciones de armado se ha seleccionado una redistribución de más del 15%, se aplicará la tabla 5.5 en lugar de la 5.6.
- Para una resistencia al fuego R 90 o superior, el área del armado de negativos por encima de cada apoyo intermedio, hasta una distancia de $0,3 \cdot \ell_{eff}$ desde el centro del apoyo no debería ser menor de

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \cdot (1 - 2,5 \cdot x / \ell_{eff}), \text{ con } x \leq 0,3 \cdot \ell_{eff}$$

Siendo

x	es la distancia entre el eje del apoyo y la sección considerada;
$A_{req}(0)$	es el área de armado de negativos requerida en el apoyo de acuerdo con EN 1992-1-1;
$A_{req}(x)$	es el área de armado de negativos requerida en la sección situada a distancia x del apoyo, no menor de la requerida por EN 1992-1-1;
ℓ_{eff}	es la longitud efectiva del vano. Si el vano adyacente es de longitud mayor, se tomará esa longitud como ℓ_{eff} .

Tabla 5.6. Dimensiones mínimas para vigas continuas expuestas por tres caras

Resistencia	Posibles combinaciones

al fuego	de a y $b_{\min}$ [mm]			
1	2	3	4	5
R 30	$b_{\min}=80$	160		
	$a=15$	12		
R 60	$b_{\min}=120$	200		
	$a=25$	12		
R 90	$b_{\min}=150$	250		
	$a=35$	25		
R 120	$b_{\min}=200$	300	450	500
	$a=45$	35	35	30
R 180	$b_{\min}=240$	400	550	600
	$a=60$	50	50	40
R 240	$b_{\min}=280$	500	650	700
	$a=75$	60	60	50

En el caso de vigas con sus 4 caras expuestas, se aplicarán las mismas tablas que para vigas expuestas en tres caras, pero:

- La altura de la viga no debería ser menor que la mínima anchura requerida para el respectivo periodo de resistencia al fuego;
- El área de la sección de la viga no debería ser menor que $A_c = 2 \cdot b_{\min}^2$, siendo $b_{\min}$ el ancho mínimo dado por la tabla correspondiente.

2.4.9.5 Losas

Se distinguen varios casos, en función del tipo de losa.

En el caso de losas bidireccionales, la distancia al eje “a” indica la distancia al eje del armado de la capa inferior. En **Tricalc** se utiliza como “a” el recubrimiento indicado en las opciones.

2.4.9.5.1 Losas simplemente apoyadas en su contorno

Este apartado se refiere a losas rectangulares apoyadas en todo o parte de su contorno, de un solo vano.

El valor de espesor mínimo de la losa, h_s , definido en la tabla 5.8 garantiza que la losa cumpla con los criterios de estabilidad e independencia frente al fuego (criterios EI), para lo que puede contarse con el espesor del solado, si es incombustible. Para cumplir con el criterio de resistencia (criterio R) basta respetar el espesor (en este caso, sólo del hormigón) requerido por la EN 1992-1-1. En el caso de forjados reticulares con casetones recuperables, h_s será el espesor de la capa de compresión.

También debe cumplirse con la distancia mínima entre eje de armadura y paramento expuesto al fuego, a , dado en la tabla 5.8.

Tabla 5.8: Dimensiones mínimas y distancias al eje para losas simplemente apoyadas

Resistencia al fuego	Dimensiones mínimas (mm)			
	h_s (mm)	Distancia al eje "a"		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones	
			$\ell_y / \ell_x \leq 1,5$	$1,5 < \ell_y / \ell_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	15
REI 90	100	30	15	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

ℓ_x y ℓ_y son las luces de flexión de la losa donde $\ell_y > \ell_x$ es la mayor.

Si la losa no está apoyada en sus cuatro bordes, se utilizará la columna 4 de la tabla (flexión en una dirección).

2.4.9.5.2 Losas continuas

Este apartado se refiere a losas unidireccionales o bidireccionales apoyadas en líneas (vigas o muros) de varios vanos.

En este caso, también es de aplicación lo indicado en la Tabla 5.8 pero sólo en sus columnas 1, 2 y 4. Pero si en el cálculo a temperatura normal se ha utilizado una redistribución de momentos mayor del 15%, deberá estudiarse cada recuadro como simplemente apoyado (esto es, con todas las columnas de la Tabla 5.8). En el programa, se entiende que la redistribución efectuada es la indicada en las opciones de armado de losas. Las losas continuas deberían respetar lo indicado en vigas continuas sobre longitud de armados negativos. De no respetarse esta cláusula, deberá estudiarse cada recuadro como simplemente apoyado (esto es, con todas las columnas de la Tabla 5.8).

2.4.9.5.3 Losas sobre apoyos aislados

Este apartado se refiere a losas macizas sobre pilares. El programa entiende como tales las losas de forjado cuando en las opciones de armado de losas se activa la opción 'Considerar como forjado sin vigas'.

Si en el cálculo a temperatura normal se ha utilizado una redistribución de momentos mayor del 15%, la distancia de la armadura debería comprobarse con la columna 3 de la Tabla 5.8 correspondiente a losas unidireccionales, aunque el canto de la losa debería comprobarse con la Tabla 5.9. En el programa, se entiende que la redistribución efectuada es la indicada en las opciones de armado de losas.

Tabla 5.9: Dimensiones mínimas y distancias al eje para losas sobre apoyos puntuales

Resistencia al fuego	Dimensiones mínimas	
	Espesor de la	Distancia al

	losa h_s	eje "a"
1	2	3
REI 30	150	10
REI 60	180	15
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

2.4.9.5.4 Forjados nervados (forjados reticulares o aligerados)

Para la evaluación de losas nervadas unidireccionales, armadas y pretensadas, se aplican los apartados referentes a vigas para los nervios y la Tabla 5.8, columnas 2 y 5 para las alas.

Para los forjados bidireccionales, se pueden usar las Tablas 5.10 y 5.11 junto con el resto de prescripciones de este apartado.

La tabla 5.10 es válida para losas nervadas bidireccionales simplemente apoyadas. También se utilizará en losas nervadas bidireccionales continuas con al menos un lado coaccionado y resistencias menores de REI 180, cuando el detalle del armado superior no cumple los requisitos definidos para vigas continuas.

Tabla 5.10: Dimensiones y distancias mínimas para losas nervadas bidireccionales simplemente apoyadas

Resistencia al fuego	Dimensiones mínimas [mm]			
	Posibles combinaciones de b_{min} y a		Espesor de losa h_s y distancia a en el ala	
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{min} = 80$ $a = 15$			$h_s = 80$ $a = 10$
REI 60	$b_{min} = 100$ $a = 35$	120 25	200 15	$h_s = 80$ $a = 10$
REI 90	$b_{min} = 120$ $a = 45$	160 40	250 30	$h_s = 100$ $a = 15$
REI 120	$b_{min} = 160$ $a = 60$	190 55	300 40	$h_s = 120$ $a = 20$

REI 180	bmin = 220	260	410	hs = 150
	a = 75	70	60	a = 30
REI 240	bmin = 280	350	500	hs = 175
	a = 90	75	70	a = 40

La tabla 5.11 es válida para losas nervadas bidireccionales continuas con al menos un lado coaccionado, en las que se aplica el detalle del armado superior indicado en vigas continuas.

Tabla 5.11: Dimensiones y distancias mínimas para losas nervadas bidireccionales con al menos un lado coaccionado

Resistencia al fuego	Dimensiones mínimas [mm]			
	Posibles combinaciones de bmin y a	Espesor de losa hs y distancia a en el ala		
1	2	3	4	5
REI 30	bmin = 80 a = 10			hs = 80 a = 10
REI 60	bmin = 100 a = 25	120 15	200 10	hs = 80 a = 10
REI 90	bmin = 120 a = 35	160 25	250 15	hs = 100 a = 15
REI 120	bmin = 160 a = 45	190 40	300 30	hs = 120 a = 20
REI 180	bmin = 310 a = 60	600 50		hs = 150 a = 30
REI 240	bmin = 450 a = 70	700 60		hs = 175 a = 40

Dado que no queda claro a qué se refiere la norma al hablar de ‘sólo un lado coaccionado’, en **Tricalc** sólo se utiliza la tabla 5.10 para forjados reticulares (que es más restrictiva).

2.4.9.6 Hormigón de alta resistencia

Para verificar la resistencia al fuego de hormigones de clase superior a la C50/60 se pueden utilizar las tablas anteriores, sumando a las dimensiones mínimas de la sección definidas en dichas tablas (b_{min}) el valor dado en la siguiente tabla (siendo a_{min} la distancia mínima al eje de la armadura definido en las mismas tablas):

Incremento de b_{min}	C55/67 y C60/75	C70/85 y C80/95
Elementos expuestos por una cara	+0,1· a_{min}	+0,3· a_{min}
Elementos expuestos por más de una cara	+0,2· a_{min}	+0,6· a_{min}

Estos valores pueden ser modificados por el anexo nacional, siendo valores contemplados en los Anexos Nacionales del programa.

Para clases superiores, debe hacerse un estudio especial, y por tanto, **Tricalc** considera que no tienen resistencia al fuego suficiente.

2.5 Eurocódigo 3 y EAE: Proyecto de estructuras metálicas

Tricalc incorpora gran parte de las especificaciones que la norma europea EN 1993 (en adelante, **EC3**) o la norma española **EAE** (publicada en 2011) contemplan para el diseño de estructuras metálicas (en versiones de **Tricalc** anteriores a la 7.2, se implementaba la versión experimental de este Eurocódigo, ENV 1993-1-1). Este Eurocódigo está dividido en muchas partes y subpartes, de las que se han implementado las siguientes:

- EN 1993-1-1:2005 + AC:2009. Reglas generales y reglas para edificios.
- EN 1993-1-2:2005 + AC:2009. Resistencia al fuego.
- EN 1993-1-3:2006 + AC:2009. Perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío.
- EN 1993-1-5:2006 + AC:2009. Placas planas cargadas en su plano.
- EN 1993-1-8:2005 + AC:2009. Proyecto de uniones.
- EN 1993-5:2007 + AC:2009. Pilotes y tablestacas.

Es importante leer detalladamente la implementación del EC3 que **Tricalc** realiza a fin de que el usuario pueda complementar los cálculos del programa con otros cálculos adicionales realizados por él mismo, y que no efectúa el programa.

Ciertos parámetros del **EC-3** pueden ser modificados por los Anexos Nacionales. Se indican en este apartado aquellos que están implementados en el programa en sus Anexos Nacionales: al seleccionar como normativa los Eurocódigos Estructurales, se puede indicar que se utilicen los valores definidos en el propio Eurocódigo o bien seleccionar un determinado Anexo Nacional. Recuerde además que el usuario puede crear nuevos Anexos Nacionales o los parámetros definidos en uno ya existente.

2.5.1 Bases de Cálculo

El **EC-3** remite en general a los Eurocódigos 0 y 1 para todo lo relacionado con acciones, hipótesis, sus coeficientes de seguridad y las combinaciones entre ellas en los diferentes estados límite, por lo que puede consultar dichos apartados de este documento.

Por su parte, la **EAE** establece sus propias bases de cálculo, prácticamente idénticas a las de la norma de hormigón EHE-08 y muy similares a las de la EN 1990. Con respecto a lo indicado en la EN 1990, las diferencias son:

- De las tres alternativas que la EN 1990 permite al realizar las combinaciones persistentes y transitorias, la EAE sólo recoge la primera:

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{G^*} \cdot G_k^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$$

- Los coeficientes de combinación, para edificación, pueden tomarse del CTE DB SE.

Recuerde que también podrá utilizar, para los elementos de acero, las combinaciones explícitas que se seleccionen, en cuyo caso, no es de aplicación este apartado.

2.5.2 Materiales

El acero estructural a utilizar en perfiles laminados en caliente y tubos estructurales laminados en caliente o conformados en frío, de acuerdo con la EN 1993-1-1 y la EAE, debería corresponder a una de las siguientes normas de producto:

- EN 10025-2:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales no aleados.
- EN 10025-3:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grado fino en la condición de normalizado/laminado de normalización.
- EN 10025-4:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino laminados termomecánicamente.
- EN 10025-5:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.
- EN 10025-6:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los productos planos de aceros estructurales de alto límite elástico en la condición de templado y revenido.
- EN 10210-1:1994 Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado de grano fino. Condiciones técnicas de suministro.
- EN 10219-1:1997 Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado de grano fino. Condiciones técnicas de suministro.

Las características nominales de dichos aceros pueden obtenerse de la siguiente tabla:

Tipo de acero	Norma	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
		f _y [MPa]	f _u [MPa]	f _y [MPa]	f _u [MPa]
S 235	EN 10025-2	235	360	215	360
S 235 W	EN 10025-5			215	340
S 235 H	EN 10210-1			215	340
S 235 H	EN 10219-1			-	-
S 275	EN 10025-2	275	430	255	410
S 275 N/NL	EN 10025-3		390	255	370
S 275 M/ML	EN 10025-4		370	255	360
S 275 H	EN 10210-1		430	255	410
S 275 H	EN 10219-1		430	-	-
S 275 NH/NLH	EN 10219-1		370	-	-
S 275 MH/MLH	EN 10219-1		360	-	-
S 355	EN 10025-2	355	490	335	470
S 355 N/NL	EN 10025-3		490	335	470
S 355 M/ML	EN 10025-4		470	335	450
S 355 W	EN 10025-5		490	355	490
S 355 H	EN 10210-1		490	335	410
S 355 NH/NLH	EN 10210-1		490	335	470
S 355 H	EN 10210-1		510	-	-
S 355 NH/NLH	EN 10219-1		470	-	-
S 355 MH/MLH	EN 10219-1		470	-	-

S 420 N/NL	EN 10025-3	420	520	390	520
S 420 M/ML	EN 10025-4		520	390	500
S 420 NH/NLH	EN 10210-1		540	390	520
S 420 MH/MLH	EN 10219-1		500	-	-
S 450	EN 10025-2	440	550	410	550
S 460 M/ML	EN 10025-4	460	540	430	530
S 460 Q/QL/QLI	EN 10025-6		570	440	550
S 460 NH/NLH	EN 10210-1		560	430	550
S 460 NH/NLH	EN 10219-1		550	-	-
S 460 MH/MLH	EN 10219-1		530	-	-

En el caso de perfiles abiertos conformados en frío, de acuerdo con la EN 1993-1-3, el acero a utilizar debería corresponder a una de las siguientes normas de producto:

- EN 10025-2:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales no aleados.
- EN 10025-3:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grado fino en la condición de normalizado/laminado de normalización.
- EN 10025-4:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino laminados termomecánicamente.

Las características nominales de dichos aceros pueden obtenerse de la siguiente tabla:

Tipo de acero	Norma	f_{yb} [MPa]	f_u [MPa]
S 235	EN 10025-2	235	360
S 275	EN 10025-2	275	430
S 275 N/NL	EN 10025-3		370
S 275 M/ML	EN 10025-4		360
S 355	EN 10025-2	355	510
S 355 N/NL	EN 10025-3		470
S 355 M/ML	EN 10025-4		450
S 420 N/NL	EN 10025-3	420	520
S 420 M/ML	EN 10025-4		500
S 460 N/NL	EN 10025-3	460	550
S 460 M/ML	EN 10025-4		530

En el caso de tablestacas laminadas en caliente, de acuerdo con la EN 1993-5, el acero a utilizar debería corresponder a la siguiente norma de producto:

- EN 10248-1:1996, Tablestacas de acero no aleado laminadas en caliente. Condiciones técnicas de suministro.

Las características nominales de dichos aceros pueden obtenerse de la siguiente tabla:

Tipo de acero	f_y [MPa]	f_u [MPa]
S 240 GP	240	340
S 270 GP	270	410

S 320 GP	320	440
S 355 GP	355	480
S 390 GP	390	490
S 430 GP	430	510

La **EAE**, por su parte, también remite a las mismas normas de producto (aunque no contempla el caso de tablestacas) si bien muestra, en algunos casos, diferentes valores nominales.

En el programa, por defecto, se puede seleccionar un acero de acuerdo con la EN 10025-2, aunque puede seleccionarse el tipo 'OTROS' y definir los valores de f_y y f_u que se deseen.

En el programa **Tricalc** no se contempla la variación del límite elástico con el espesor de la chapa. En el caso de perfiles conformados en frío tampoco se considera el posible aumento del límite elástico como consecuencia del proceso de conformado (apartado 3.2.2 de la EN 1993-1-3 y 73.4 de la EAE), considerándose por tanto que $f_{ya} = f_{yb}$. Se establecen las siguientes características del material:

módulo de Elasticidad	E	210.000	MPa
módulo de Rigidez	G	81.000	MPa
coeficiente de Poisson	ν	0,3	
coeficiente de dilatación térmica	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	(°C) ⁻¹
Densidad	P	7.850	kg/m ³

2.5.3 Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia

Para edificios, de acuerdo con la EN 1993-1-1 y salvo lo que indique el anexo nacional, se adoptarán los siguientes valores (que también establece la EAE para edificación si se cumplen una serie de requisitos en cuanto a tolerancias y niveles de control):

$\gamma_{M0} = 1,00$	coeficiente relativo a la plastificación del material;
$\gamma_{M1} = 1,00$	coeficiente relativo a la inestabilidad;
$\gamma_{M2} = 1,25$	coeficiente relativo a la resistencia del material o elementos de unión;

Para el caso general, la EAE establece los siguientes valores:

$\gamma_{M0} = 1,05$	coeficiente relativo a la plastificación del material;
$\gamma_{M1} = 1,05$	coeficiente relativo a la inestabilidad;
$\gamma_{M2} = 1,25$	coeficiente relativo a la resistencia del material o elementos de unión;

En el caso de pantallas de tablestacas metálicas, salvo lo que indique el anexo nacional y de acuerdo con la EN 1993-5, se adoptarán los siguientes valores:

$\gamma_{M0} = 1,00$	coeficiente relativo a la plastificación del material;
$\gamma_{M1} = 1,10$	coeficiente relativo a la inestabilidad;
$\gamma_{M2} = 1,25$	coeficiente relativo a la resistencia del material o elementos de unión;

En **Tricalc** su valor es modificable por el usuario.

En los Anexos Nacionales del programa es posible definir otros valores por defecto, tanto para el caso general como para el caso de pantallas de tablestacas.

2.5.4 Análisis estructural y cálculo de las solicitaciones

Tricalc permite modelizar adecuadamente la rigidez de las cimentaciones por medio de la introducción de resortes en los puntos de la cimentación y la rigidez de las uniones por medio de uniones articuladas, semirrígidas o rígidas.

Tricalc realiza los cálculos de solicitaciones por medio de un análisis elástico global de primer orden o elástico global de segundo orden (es decir, considerando la posición de las cargas en la estructura deformada), con unas cargas introducidas por el usuario en las diferentes hipótesis.

Puede utilizarse el análisis elástico en primer orden si la deformación de la estructura tiene una incidencia despreciable, para lo que basta comprobar que (para estructuras con pilares verticales y forjados sensiblemente horizontales, calculado en primer orden y para cada planta):

$$\alpha_{cr} = (H_{Ed} \cdot h) / (V_{Ed} \cdot \delta_{H,Ed}) \geq 10$$

Siendo

H_{Ed}	Suma de cortantes de cálculo en la base de los pilares de la planta;
V_{Ed}	Suma de axiles verticales de cálculo en la base de los pilares de la planta;
h	Altura de la planta;
$\delta_{H,Ed}$	desplazamiento horizontal relativo de la planta.

En el listado de distorsiones del programa se presenta el inverso de α_{cr} ($Q' = 1/\alpha_{cr}$).

De acuerdo con el apartado 5.2.2 de la EN 1993-1-1 y el 24.1 de la EAE, la estabilidad global de la estructura puede comprobarse mediante uno de los siguientes procedimientos:

- Mediante un análisis de 2º orden que contemple todos los fenómenos de inestabilidad (incluyendo pandeo por flexión, pandeo lateral y pandeo por torsión), considerando las imperfecciones globales y

locales. En este caso, no será necesario contemplar al apartado de la EN 1993-1-1 “6.3 Resistencia a pandeo de elementos” o el “Artículo 35º Estado límite de inestabilidad” de la EAE.

- Mediante un análisis de 2º orden que contemple parte de los fenómenos de inestabilidad, considerando las imperfecciones globales y contemplando al apartado “6.3 Resistencia a pandeo de elementos” de la EN 1993-1-1 o el “Artículo 35º Estado límite de inestabilidad” de la EAE para los fenómenos no contemplados (pandeo por flexión, pandeo lateral y pandeo por torsión) con una longitud de pandeo igual a la del sistema (es decir, como intraslacional).
- Sustituyendo, en cualquiera de los casos anteriores, el análisis de 2º orden por un análisis elástico lineal seguido de la aplicación de un coeficiente de amplificación de las acciones horizontales.
- Mediante un análisis de primer orden lineal (sin tener en cuenta las imperfecciones globales o locales) y la aplicación del apartado “6.3 Resistencia a pandeo de elementos” considerando una longitud de pandeo estimada a partir del modo de inestabilidad de la estructura completa (longitud de pandeo traslacional).

El anexo nacional puede indicar si el uso de este último procedimiento (longitud de pandeo traslacional) está permitido o no (por ejemplo, el anexo nacional de Portugal no lo permite). Esta opción es modificable en los Anexos Nacionales del programa.

El coeficiente de amplificación antes mencionado, tiene el valor

$$1 / (1 - 1 / \alpha_{cr})$$

La utilización de este coeficiente será válido si:

- $\alpha_{cr} \geq 3,0$;
- En caso de estructuras de varias plantas, éstas deben ser similares en cuanto a
 - Reparto de cargas verticales
 - Reparto de cargas horizontales
 - Rigidez horizontal de la planta en relación a sus cargas horizontales (es decir, con similar α_{cr})

2.5.4.1 Imperfecciones

El **EC3** y la **EAE** recogen, en su apartado 5.3.2 y 22.3 respectivamente, la necesidad de considerar el efecto de las imperfecciones globales (desplomes iniciales) en el cálculo de las solicitaciones de la estructura, lo cual es opcional en el programa.

También recoge para algunos casos (véase el apartado anterior) la necesidad de considerar una imperfección local para elementos aislados (curvatura inicial) para la consideración del pandeo, lo cual es opcional en el programa.

2.5.5 Estados límite de utilización

Tricalc determina la deformación máxima (flecha) en los puntos interiores de una barra considerando la deformación producida por todas las cargas actuantes sobre la barra, y la producida por los momentos negativos de sus extremos.

En los casos que interese conocer la deformación de un punto concreto de la estructura, se pueden introducir nudos interiores a una barra, obteniéndose los desplazamientos elásticos después del cálculo de esfuerzos, mediante el listado de desplazamientos del programa.

2.5.6 Estados límite últimos

Tricalc comprueba la resistencia de las secciones y de las barras de una estructura considerando cada barra de forma aislada, con las solicitaciones determinadas por medio del análisis elástico de primer o segundo orden.

El programa realiza las siguientes comprobaciones:

- Resistencia de la sección a tracción.
- Resistencia de la sección a compresión y pandeo.
- Resistencia de la sección a flexión, tanto simple como compuesta.
- Resistencia de la sección a la actuación de esfuerzos combinados de flexión compuesta.
- Resistencia de la sección a esfuerzos tangenciales (cortante y torsión).

- Resistencia de la barra a pandeo lateral.
- Resistencia a la abolladura por cortante.
- Resistencia en las uniones y empalmes. (**T-Connect**)

No se realizan las siguientes comprobaciones:

- Resistencia a pandeo del alma y de las alas.
- Arrastre por cortante.
- Resistencia a fatiga.

2.5.7 Clasificación de las secciones

Los ejes principales de las secciones del **EC-3** están cambiados respecto a los utilizados por **Tricalc**. Por ejemplo, en un perfil en H, los ejes de mayor inercia es el eje YY para el **EC-3** o **EAE**, en cuanto que es el eje Zp para **Tricalc**.

Tricalc clasifica las secciones atendiendo al apartado 5.5 del **EC3** y al artículo 20º de la **EAE**. Se permiten las diferentes formas de la sección transversal:

- Perfiles laminados o soldados en I, U, rectangulares y circulares huecas, en L y en T.
- Perfiles de tubo estructural circulares o rectangulares laminados en caliente o conformados en frío.
- Tablestacas metálicas laminadas en caliente. En este caso, su clasificación se realiza en base al apartado 5.2.1 de la EN 1993-5:2007 y se limita la máxima relación ancho / espesor de cada panel de acuerdo a la tabla A-2 de dicha norma (la EAE no contempla estos elementos).

Los perfiles abiertos conformados en frío, cuyo cálculo específico recoge la norma EN 1993-1-3:2006 y el artículo 73º de la EAE, no atienden a esta clasificación. Véase su apartado correspondiente en este documento.

Se definen las siguientes clases de secciones:

Clase	Tipo	Descripción
1	Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
2	Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
3	Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
4	Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

Tenga en cuenta que una misma barra, puede ser de diferente clase en cada sección (en cada punto) y para cada combinación de solicitaciones.

Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en los elementos comprimidos de las secciones los límites de la tabla 5.2 de la EN 1993-1-1 o 20.3 de la EAE. Como cada elemento comprimido de una sección (ala o alma) puede pertenecer a clases diferentes, se asignará a la sección la clase menos favorable.

En el caso de tablestacas, para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en las alas los límites de la tabla 5.1 de la EN 1993-5.

La esbeltez de cada elemento plano de una sección es c/t (o b/t en ciertos apartados del Eurocódigo 3 y EAE). Para medir c se establece el siguiente criterio:

- Almas entre dos alas: longitud plana del alma (sin contar acuerdos circulares o soldaduras).
- En perfiles de tubo estructural rectangular, es la longitud total menos $3 \cdot t$ (en EAE se establece en función del radio de acuerdo, pero es claramente un error, puesto que las normas de producto no establecen el valor de dicho radio).
- Perfiles circulares huecos: diámetro exterior del perfil, d . (se utiliza d/t en lugar de c/t).
- Angulares laminados: longitud total del angular.
- Alas de tablestacas metálicas: la semisuma de los lados planos del ala en ambas caras.
- Otros elementos apoyados en un solo borde (no rigidizados): distancia del apoyo al borde (sin contar acuerdos circulares o soldaduras).

EN 1993-1-1 Tabla 5.2 y EAE Tablas 20.3.a, 20.3.b y 20.3.c. Relaciones máximas anchura / espesor para los elementos comprimidos

Clase	Elementos planos rigidizados en ambos bordes (almas)		
	Flexión	Compresión	Flexión compuesta
1	$c/t \leq 72 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \varepsilon$	$\alpha > 0,5 \rightarrow c/t \leq 396 \cdot \varepsilon / (13 \cdot \alpha - 1)$ $\alpha < 0,5 \rightarrow c/t \leq 36 \cdot \varepsilon / \alpha$
2	$c/t \leq 83 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \varepsilon$	$\alpha > 0,5 \rightarrow d/t \leq 456 \cdot \varepsilon / (13 \cdot \alpha - 1)$ $\alpha < 0,5 \rightarrow d/t \leq 41,5 \cdot \varepsilon / \alpha$
3	$c/t \leq 124 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \varepsilon$	$\psi > -1 \rightarrow c/t \leq 42 \cdot \varepsilon / (0,67 + 0,33 \cdot \psi)$ $\psi < -1 \rightarrow c/t \leq 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot (-\psi)^{1/2}$

Clase	Elementos planos rigidizados en un borde (alas)		
	Compresión	Flexión compuesta	
		Extremo comprimido	Extremo traccionado
1	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon / \alpha$	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon / \alpha^{3/2}$
2	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon / \alpha$	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon / \alpha^{3/2}$
3	$c/t \leq 14 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot k_{\sigma}^{1/2}$	$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot k_{\sigma}^{1/2}$

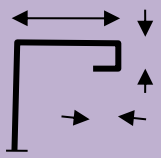
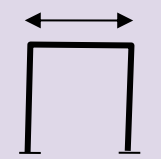
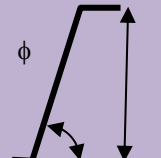
Clase	Angulares de lados b y h		
	Compresión	Flexión compuesta	
		Extremo comprimido	Extremo traccionado
1	Ver alas	Ver alas	Ver alas
2	Ver alas	Ver alas	Ver alas
3	$h/t \leq 15 \cdot \epsilon$ $(b+h)/t \leq 23 \cdot \epsilon$	Ver alas	Ver alas

Clase	Circulares huecos
	Compresión y flexión
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$

EN 1993-5 Tabla 5-1: Clasificación de las secciones (Tablestacas)

Clase	Sección Z	Sección U
1	$b / t_f \leq 45 \cdot \epsilon$	$b / t_f \leq 37 \cdot \epsilon$
2	$b / t_f \leq 45 \cdot \epsilon$	$b / t_f \leq 37 \cdot \epsilon$
3	$b / t_f \leq 66 \cdot \epsilon$	$b / t_f \leq 49 \cdot \epsilon$

EN 1993-5 Tabla A-2: Máximas relaciones ancho / espesor (Tablestacas)

Elementos de la sección	Límite máximo
	$b / t \leq 90$
	$b / t \leq 200$
	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h / t \leq 200 \cdot \sin \phi$

En donde

ε = $(235/f_y)^{1/2}$, con f_y en MPa;

α es la fracción del elemento rigidizado que está comprimido;

σ_1, σ_2 tensión en ambos bordes, de forma que $\sigma_1 \geq \sigma_2$ y compresión implica que $\sigma > 0$;

ψ = σ_2 / σ_1 ; es la relación entre la tensión en la fibra más traccionada (<0) y la tensión de la fibra más comprimida (>0). Un valor $\psi < -1$ implica tracciones mayores que compresiones. Dado que para evaluar secciones eficaces debe haber algo comprimido, se cumple siempre que $\psi \leq 1$.

k_σ coeficiente de abolladura, definido en la EN 1993-1-5 y en las Tablas 20.7.a, 20.7.b y 20.7.c de la EAE.

Tricalc realiza una comprobación de tensiones **considerando** las resistencia plásticas (mayores que las elásticas) propias de las secciones de clases 1 y 2. También se consideran las resistencias efectivas (menores que las elásticas) de las secciones de clase 4.

2.5.7.1 Características de las secciones de clase 4

Las características de las secciones de clase 4 (secciones eficaces) se evalúan de acuerdo con el apartado 4.3 de la EN 1993-1-5:2006 y el apartado 20.7 de la EAE.

Ese apartado da dos alternativas para su cálculo:

- Obtención por separado (A_{eff} calculada con compresión uniforme, teniendo en cuenta la excentricidad e_N en secciones no simétricas) y W_{eff} (calculada en flexión simple para cada eje de flexión por separado).
- Obtención conjunta se la sección eficaz sometida a N_{Ed} , $M_{Ed,y}$ y $M_{Ed,z}$, considerando e_{Ny} y e_{Nz} . Requiere un proceso iterativo.

En **Tricalc** se utiliza la segunda alternativa (que la EAE considera más ajustada).

El ancho eficaz b_{ef} de la parte comprimida de ancho b_c de un elemento plano de ancho total $\bar{b}$, se calcula con:

$$b_{ef} = \rho \cdot b_c$$

siendo ρ un factor reductor que se calcula como (la EAE presenta unas expresiones similares pero incompletas, por lo que se utilizan las de EC3):

- Elementos interiores (apoyados en otros en ambos extremos):

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \Rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

- Elementos en voladizo (apoyados en otros en uno de sus extremos):

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,748 \Rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,748 \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

Donde

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{t} \frac{1}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

Para una mayor aproximación, si la tensión de agotamiento de la sección es menor del límite elástico, puede abordarse un cálculo iterativo sustituyendo la esbeltez del elemento por una esbeltez reducida

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}}$$

Siendo

$\sigma_{com,Ed}$ máxima tensión de compresión del elemento calculada con la sección eficaz de la iteración anterior.

Para el cálculo de esfuerzos, tal como permiten **EC3** y **EAE** como simplificación, **Tricalc** utiliza siempre las características brutas de las secciones.

El baricentro de la sección eficaz no coincidirá, en general, con el de la sección bruta, por lo que si existe axil, se producirán momento flectores adicionales que son tenidos en cuenta en la comprobación de secciones.

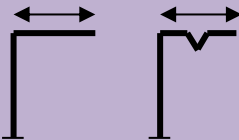
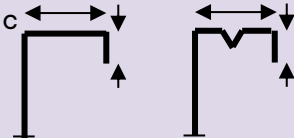
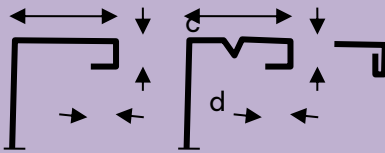
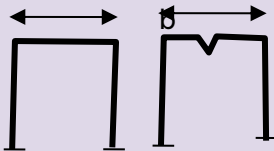
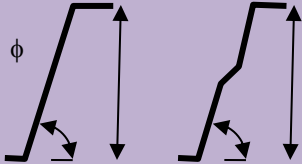
La distribución del ancho eficaz de cada rectángulo en que se divide la sección, así como el valor de k_σ , se establece en las tablas 4.1 y 4.2 de la EN 1993-1-5 o 20.7.a, 20.7.b y 20.7.c de la EAE (no reproducidas en este documento). El programa **Tricalc** calcula las características de la sección eficaz (áreas, módulos resistentes, etc) en base a estos rectángulos eficaces, lo cual es una simplificación suficientemente aproximada.

2.5.8 Sección eficaz de perfiles abiertos conformados en frío

Para los perfiles abiertos conformados en frío, la EN 1993-1-3 y el artículo 73° de la EAE definen una sección eficaz de modo análogo al caso de perfiles laminados de clase 4. Su cálculo está basado en la sustitución de los rigidizadores de borde e interiores por resortes de rigidez adecuada para así calcular las zonas eficaces de cada panel, mediante un sistema iterativo. Se remite al apartado 5.5 de la EN 1993-1-3:2006 y al apartado 73.9 de la EAE para más información, teniendo en cuenta que ambas normas dan resultados ligeramente diferentes (la EAE es menos detallada en este aspecto).

Los elementos planos (unidos mediante acuerdos cilíndricos) que conforman la sección, deben respetar las relaciones ancho / espesor máximas indicadas por la tabla 5.1 de EC3 (figura 73.6 de la EAE) para que los criterios de esta parte de la normativa sean válidos. **Tricalc** comprueba estos rangos de validez, asignando el correspondiente error en caso de incumplimiento.

2.5.8.1 Máximas relaciones ancho / espesor

Elementos de la sección	Límite máximo
	$b / t \leq 50$
	$b / t \leq 60$ $c / t \leq 50$
	$b / t \leq 90$ $c / t \leq 60$ $d / t \leq 50$
	$b / t \leq 500$
	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h / t \leq 500 \cdot \sin \phi$

Nota: **c** se mide en perpendicular al elemento rigidizado aunque el rigidizador esté inclinado.

Para evitar el pandeo del propio rigidizador y para que rigidicen eficazmente, los rigidizadores deberían cumplir:

$$0,2 \leq c / b \leq 0,6$$

$$0,1 \leq d / b \leq 0,3$$

Si $0,2 > c / b$ o $0,1 > d / b$, ese tramo de rigidizador se debería ignorar (es decir, considerar que $c = 0$ o $d = 0$).

2.5.9 Resistencia de las secciones

Dependiendo del tipo de sección, se realizan distintas comprobaciones de acuerdo a la parte del **EC3** que les corresponda.

2.5.9.1 Secciones laminadas, soldadas y de tubo estructural

De acuerdo con el apartado 6.2 de la EN 1993-1-1 y el artículo 34º de la EAE, para secciones laminadas en caliente, secciones formadas por chapas soldadas y secciones de tubo estructural laminadas en caliente o conformadas en frío, se realizan las siguientes comprobaciones.

En este aspecto, la EAE es prácticamente un calco del EC3, aunque con algunos cambios de notación (A_{eff} vs A_{ef} , por ejemplo). Aquí se utiliza la notación de EC3.

2.5.9.1.1 Generalidades

Para los efectos de arrastre por cortante se remite a la EN 1993-1-5:2006 o al artículo 21º de la EAE, pero **Tricalc** no los tiene en cuenta.

La comprobación elástica, válida para cualquier clase de sección (las de clase 4, con la sección transversal reducida), puede realizarse, a falta de otra fórmula más ajustada, con la siguiente expresión conservadora, aplicada en el punto crítico de la sección:

$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo

$\sigma_{x,Ed}$ tensión longitudinal de cálculo en el punto considerado;

$\sigma_{z,Ed}$ tensión transversal de cálculo en el punto considerado;

τ_{Ed} tensión tangencial de cálculo en el punto considerado.

La resistencia plástica, como una aproximación conservadora válida para todas las clases de secciones, puede obtenerse basada en una suma lineal de los efectos de cada tensión. Para secciones de Clase 1, 2 o 3 sometidas a axil y flexión, puede utilizarse la siguiente expresión:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

2.5.9.1.2 Resistencia a tracción

En las secciones solicitadas a esfuerzo de tracción N_{Ed} , se debería comprobar:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

$$N_{t,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{t,Rd} \leq N_{u,Rd} = 0,90 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

donde A es el área bruta de la sección y A_{net} el área neta (igual al área bruta deduciendo los agujeros y aberturas).

2.5.9.1.3 Resistencia a compresión sin pandeo

En las secciones solicitadas por un esfuerzo axial de compresión, se realiza la comprobación:

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$$

Siendo

■ secciones de las Clases 1, 2 o 3: $N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$;

■ secciones de la Clase 4: $N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$.

donde A es el área de la sección bruta y A_{eff} el área de la sección eficaz.

2.5.9.1.4 Resistencia a flexión

La resistencia a flexión simple de las secciones se verifica mediante la expresión:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

La resistencia plástica de la sección bruta, para secciones de clase 1 o 2 será

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

La resistencia elástica de la sección bruta, para secciones de clase 3 será

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

La resistencia elástica de la sección eficaz, para secciones de clase 4 será

$$M_{c,Rd} = M_{0,Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo

W_{pl} módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión;

W_{el} módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión;

W_{eff} módulo elástico de la sección eficaz (correspondiente a la fibra con mayor tensión).

2.5.9.1.5 Resistencia al esfuerzo transversal

El valor de cálculo del esfuerzo transversal se comprueba por medio de la expresión:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

En ausencia de torsión, la resistencia plástica a cortante es

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

donde A_v es el área de corte a considerar en cada sección y en cada dirección. El valor se toma de los campos A_y y A_z de la base de perfiles. Se pueden utilizar las fórmulas indicadas en el apartado 6.2.6 del **EC-3** para modificar los valores de A_y y A_z contenidos en la base de perfiles.

2.5.9.1.6 Resistencia a torsión

Si las deformaciones por distorsión pueden ser despreciadas, debería cumplirse que

$$T_{Ed} / T_{Rd} \leq 1$$

El torsor total de cálculo es la suma de dos efectos internos:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

Siendo

$T_{t,Ed}$ valor de cálculo de la torsión de St. Venant. En secciones abiertas (H, I, U,...) puede despreciarse;

$T_{w,Ed}$ valor de cálculo de la torsión de alabeo. En secciones huecas cerradas puede despreciarse.

La torsión produce las siguientes tensiones:

$\tau_{t,Ed}$ tensiones tangenciales debidas a la torsión de St. Venant $T_{t,Ed}$;

$\sigma_{w,Ed}$ tensiones normales longitudinales debidas al bimomento B_{Ed} ;

$\tau_{w,Ed}$ tensiones tangenciales debidas a la torsión por alabeo $T_{w,Ed}$.

Para cortante más torsión, la resistencia plástica a cortante, $V_{pl,Rd}$, se sustituye por $V_{pl,T,Rd}$, de forma que

$$V_{Ed} / V_{pl,T,Rd} \leq 1$$

Para secciones en I o H:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} \cdot V_{pl,Rd}$$

Para secciones en U:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] V_{pl,Rd}$$

Para secciones huecas

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] V_{pl,Rd}$$

2.5.9.1.7 Resistencia conjunta a flexión y cortante

Si $V_{Ed} < 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$, no es necesario reducir la resistencia a flexión (salvo lo que indique la EN 1993-1-5 sobre abolladura por cortante). Si por el contrario, $V_{Ed} \geq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$, la resistencia a flexión se calculará suponiendo en el área a cortante, un límite elástico reducido

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Siendo $V_{pl,Rd}$ la resistencia a cortante. En lugar de reducir el límite elástico, también se puede reducir en la misma medida el espesor de la parte de sección correspondiente al área de cortante.

Si hay también torsión, se sustituye $V_{pl,Rd}$ en las anteriores expresiones por $V_{pl,T,Rd}$ (ver la comprobación a torsión).

Alternativamente, para secciones en I o H bisimétricas con cortante y flexión en el plano del alma, el momento resistente es (con los ejes definidos en **EC3** o **EAE**)

$$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \not\geq M_{y,c,Rd}$$

$$A_w = h_w \cdot t_w$$

2.5.9.1.8 Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axial en secciones de Clase 1 y 2

En este caso, debe cumplirse la condición

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Siendo $M_{N,Rd}$ la resistencia a flexión reducida por efecto del axil.

Para secciones **rectangulares macizas** sin agujeros para uniones, puede tomarse:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right], \text{ lo que equivale a } \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

Para secciones bisimétricas, u otras secciones con alas, no es necesario reducir $M_{pl,y,Rd}$ (momento en el eje fuerte) por efecto del axil N_{Ed} si se cumple que

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Para secciones bisimétricas en I o H, no es necesario reducir $M_{pl,z,Rd}$ (momento en el eje débil) por efecto del axil N_{Ed} si se cumple que

$$N_{Ed} \leq h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Para secciones **bisimétricas en I o H** soldadas o laminadas, puede tomarse:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot \alpha) \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$\alpha = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0,5$$

$$n \leq \alpha \rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$n > \alpha \rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \{1 - [(n - \alpha) / (1 - \alpha)]^2\}$$

Para secciones **rectangulares huecas** de espesor constante y **dos U en cajón**, puede tomarse:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot \alpha_w) \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot \alpha_f) \leq M_{pl,z,Rd}$$

$$\alpha_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0,5; \text{ para 2 U en cajón}$$

$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t) / A \leq 0,5$; para secciones huecas

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A \leq 0,5$; para 2 U en cajón

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t) / A \leq 0,5$; para secciones huecas

Para flexión en ambos ejes con axil puede utilizarse el siguiente criterio:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Siendo α y β :

- De manera conservadora: $\alpha = \beta = 1$
- Secciones en I o H: $\alpha = 2$; $\beta = \max \{1; 5 \cdot n\}$
- Secciones huecas circulares: $\alpha = \beta = 2$, con $M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n^{1,7})$
- Secciones huecas rectangulares: $\alpha = \beta = \min \{6; 1,66 / (1 - 1,13 \cdot n^2)\}$

En el caso más conservador, con $\alpha = \beta = 1$ y $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n)$, la comprobación anterior queda:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

2.5.9.1.9 Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones de Clase 3

En ausencia de cortante, la tensión longitudinal máxima debe ser:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

Lo que equivale a la expresión:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,z,Rd}} \leq 1$$

2.5.9.1.10 Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones de Clase 4

En ausencia de cortante, la tensión longitudinal máxima de la sección reducida debe ser:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

De forma simplificada, puede sustituirse por la siguiente expresión:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{W_{eff,y,min}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{W_{eff,z,min}} \right) \cdot \frac{1}{f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

Siendo

A_{eff} área de la sección transversal reducida;

$W_{eff,min}$ módulo resistente de la sección transversal reducida (correspondiente a la fibra con mayor tensión elástica);

e_N desplazamiento del centro de gravedad de la sección transversal reducida;

Nota: Si bien el apartado 6.2.9.3 de la EN 1993-1-1 indica que A_{eff} y e_N deberían calcularse en compresión simple mientras que $W_{eff,min}$ debería calcularse en flexión simple en el eje considerado, el párrafo 4.3(4) de la EN 1993-1-5 (así como la EAE) permite obtener los tres valores en la combinación de esfuerzos (N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$) en estudio. **Tricalc** adopta este último criterio, que consideramos más acertado y está en consonancia con otras normas similares (CTE DB SE-A, por ejemplo).

2.5.9.1.11 Resistencia conjunta a flexión, esfuerzo cortante y esfuerzo axil

Si $V_{Ed} < 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$, no es necesario reducir la resistencia conjunta a axil más flexión de apartados anteriores (salvo lo que indiquen la EN 1993-1-5 o el artículo 35.5.2 de EAE sobre abolladura del alma por cortante). Si por el contrario, $V_{Ed} \geq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$, la resistencia a flexión se calculará suponiendo en el área a cortante, un límite elástico reducido

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

En lugar de reducir el límite elástico, también se puede reducir en la misma medida el espesor de la parte de sección correspondiente al área de cortante.

2.5.9.1.12 Resistencia a compresión con pandeo

En las barras solicitadas por un esfuerzo axial de compresión, se realiza la comprobación:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$$

Se modifica la resistencia de cálculo a pandeo de una pieza comprimida, que será:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{para secciones de Clase 1, 2 o 3}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{para secciones de Clase 4}$$

donde:

χ coeficiente de reducción del modo de pandeo a considerar. Para $\bar{\lambda} \leq 0,2$ o $N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04$, no es necesario considerar el pandeo, por lo que puede adoptarse $\chi = 1$. En piezas de sección uniforme y axil de compresión constante, se puede utilizar la expresión:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \geq 1$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{(A \text{ ó } A_{eff}) \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{(A \text{ ó } A_{eff}) \cdot f_y}{E \cdot I}}$$

α coeficiente de imperfección, dependiente de la curva de pandeo (α_0 , a, b, c o d) considerada y el tipo de sección, de acuerdo con las tablas 6.1 y 6.2 de la EN 1993-1-1 (35.1.2.a y 35.1.2.b en la EAE);

N_{cr} = $[\pi / L_{cr}]^2 \cdot E \cdot I$, esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado, calculado con la sección bruta;

E módulo de elasticidad;

L_{cr} longitud de pandeo en el plano considerado;

I módulo de inercia en el plano considerado de la sección bruta.

Cuando se desactiva la opción **Comprobar PANDEO** de la caja **Cálculo>Secciones>Opciones...** se toma el valor $\chi_y = \chi_z = 1$. Cuando se desactiva las opciones **Esbeltez Yp** o **Esbeltez Zp** de la función **Cálculo>Secciones>Opciones...** se toma $\chi_y = 1$ o $\chi_z = 1$.

2.5.9.1.13 Resistencia a flexión compuesta con pandeo

Las secciones sometidas a compresión más flexión en ambos ejes con pandeo, cumplirán lo indicado a continuación. Para este apartado las secciones se clasifican en:

- Elementos no susceptibles de deformación torsional. Secciones huecas circulares o con torsión impedida;
- Elementos susceptibles de deformación torsional. Secciones abiertas o con torsión no impedida.

Deberían cumplirse las siguientes expresiones (6.61) y (6.62) de la EN 1993-1-1 (la EAE no las numera):

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \right) \cdot \gamma_{M1} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \right) \cdot \gamma_{M1} \leq 1$$

En todos los casos, las expresiones son las de **EC-3** o **EAE**, en las que el eje yy de la sección corresponde al Zp de **Tricalc**, y el eje zz corresponde al Yp de **Tricalc**.

$$N_{Rk} = f_y \cdot A_i;$$

$$M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i;$$

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ son el axil y los momentos máximos de cálculo a lo largo del elemento;

χ_y , χ_z coeficientes reductores para pandeo por flexión;

χ_{LT} coeficiente reductor para pandeo lateral; será $\chi_{LT} = 1$ en elementos no susceptibles a deformación torsional;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} factores de interacción, calculados según el anexo A o el anexo B de la EN 1993-1-1 (denominados Método 1 y Método 2 en la EAE). El anexo nacional puede escoger como válido uno de los dos. En **Tricalc** se utiliza el método del anexo B (Método 2 para la EAE), por su mayor similitud con la norma española CTE DB SE-A;

A_i , W_i , $\Delta M_{i,Ed}$ de acuerdo a la tabla siguiente:

Clase	1 y 2	3	4
A_i	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$

2.5.9.2 Tablestacas

De acuerdo con el apartado 5.2 de la EN 1993-5, para tablestacas laminadas en caliente, se realizan las siguientes comprobaciones. Las tablestacas tienen la particularidad de que se considera que sólo flectan en el plano perpendicular a la pantalla y no son sensibles al pandeo lateral.

2.5.9.2.1 Resistencia a compresión simple sin pandeo de Tablestacas

La comprobación a axil sería:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

2.5.9.2.2 Resistencia a flexión simple de Tablestacas

En flexión simple debería cumplirse:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

En donde

Clase 1 o 2: $M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Clase 3: $M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Clase 4: $M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Siendo

β_B factor que tiene en cuenta la transmisión de cortante en los enlaces entre piezas, de forma que:

= 1 en secciones Z (o de triple U)

≤ 1 en secciones U (o de doble U). Los perfiles en U de la base de datos suministrada por **Tricalc**, de acuerdo con las especificaciones de perfilARBED, están siempre conectadas de forma que $\beta_B = 1$.

2.5.9.2.3 Resistencia a cortante de Tablestacas

El cortante debería resistirse por las almas, con:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot f_y / (3^{0.5} \cdot \gamma_{M0})$$

$$A_V = t_w \cdot (h - t_f)$$

Siendo

A_V proyección del área del alma en la dirección del cortante;

h canto total de la pantalla;

t_f espesor del ala;

t_w espesor del alma. En el caso de espesor variable, se toma el menor espesor del alma excluidas las zonas de conexión (en secciones U).

En **Tricalc** se utiliza como A_V el dato de A_y de la base de tablestacas, calculado de acuerdo con la expresión anterior.

2.5.9.2.4 Resistencia a pandeo por cortante de Tablestacas

Debería verificarse el pandeo por cortante si

$$c / t_w > 72 \cdot \varepsilon$$

En ese caso, la resistencia a pandeo por cortante será

$$V_{b,Rd} = (h - t_f) \cdot t_w \cdot f_{bv} / \gamma_{M0}$$

Siendo

c anchura del alma;

= $(h - t_f) / \sin \alpha$ para secciones Z;

= $(h - t_f) / (2 \cdot \sin \alpha)$ para secciones U;

α ángulo entre el alma y el ala;

f_{bv} calculado de acuerdo a la tabla 6.1 de la EN 1993-1-3 para alma sin rigidizadores en apoyos y esbeltez

$$\bar{\lambda} = 0,346 \frac{c}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

2.5.9.2.5 Resistencia conjunta a flexión y cortante

Si $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$, entonces la resistencia a flexión $M_{c,Rd}$ se sustituye por una resistencia reducida $M_{V,Rd}$:

$$M_{V,Rd} = \left(\beta_B \cdot W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w \cdot \sin \alpha} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{c,Rd}$$

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$$

2.5.9.2.6 Tablestacas sometidas a flexión, cortante y axil

Para flexión más axil no es necesario comprobar el pandeo si

$$N_{Ed} \leq 0,04 \cdot N_{cr}$$

$$N_{cr} = E \cdot I \cdot \beta_D \cdot \pi^2 / \ell^2$$

Siendo

N_{cr} carga crítica elástica teniendo en cuenta sólo compresiones;

β_D factor reductor debido a la eficacia de las uniones entre piezas;

= 1 en secciones Z (o de triple U)

≤ 1 en secciones U (o de doble U). Los perfiles en U de la base de datos suministrada por **Tricalc**, de acuerdo con las especificaciones de perfilARBED, están siempre conectadas de forma que $\beta_D = 1$;

ℓ longitud de pandeo de acuerdo con la figura 5-2 o 5-3: se consideran los anclajes y puntales como apoyos así como el extremo inferior de la pantalla (base libre). ℓ será entonces la longitud del tramo mayor en que queda dividida la pantalla (en el caso de pantalla empotrada en la base la longitud del último tramo se reducirá un 30%).

Nota: En **Tricalc**, la longitud de pandeo es la longitud entre puntos de momento nulo, que es la definición general de longitud de pandeo; pero no se tiene en cuenta el pandeo si el cálculo de la pantalla es en 2º orden, de acuerdo con lo establecido en la EN 1993-1-1.

Si se necesita comprobar el pandeo, para secciones de Clase 1, 2 y 3 debería cumplirse la siguiente expresión:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} + 1,15 \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M0}} \leq 1$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo

$M_{c,Rd}$ momento resistente de acuerdo con los apartados anteriores;

χ coeficiente de pandeo según EN 1993-1-1 para la curva de pandeo 'd' y esbeltez

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

La comprobación de axil más momento sin considerar pandeo, se basa en comprobar a flexión simple con un momento resistente reducido, $M_{N,Rd}$:

Secciones Z de clase 1 y 2:

$$M_{N,Rd} = 1,11 \cdot M_{c,Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd}$$

Secciones U de clase 1 y 2:

$$M_{N,Rd} = 1,33 \cdot M_{c,Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd}$$

Secciones de clase 3:

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd}$$

Secciones clase 4: en este caso, la comprobación es:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Esta reducción no es necesario realizarla si se cumple que:

- Secciones Z de clase 1 y 2; secciones U de clase 3:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,10$$

- Secciones U de clase 1 y 2:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,25$$

Si además, hay cortante tal que $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$, la comprobación de axil más flexión se realizará asumiendo para el área de cortante (el alma) un límite elástico reducido

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$$

2.5.9.3 Perfiles abiertos conformados en frío

De acuerdo con el apartado 6 de la EN 1993-1-3 (artículo 73° en el caso de la EAE), para secciones abiertas conformadas en frío, se realizan las siguientes comprobaciones.

Como se ha indicado en el apartado correspondiente a “Materiales”, en **Tricalc** no se considera el posible aumento del límite elástico como consecuencia del proceso de conformado (apartado 3.2.2 de la EN 1993-1-3 o apartado 73.4 de la EAE), considerándose por tanto que $f_{ya} = f_{yb}$ (lo cual está del lado de la seguridad).

Tricalc tampoco considera los fenómenos derivados del ‘arrastre por cortante’.

2.5.9.3.1 Resistencia a tracción simple

La resistencia a tracción simple debería obtenerse con:

$$N_{t,Rd} = f_{ya} \cdot A_g / \gamma_{M0}$$

Siendo

A_g el área de la sección bruta;

f_{ya} límite elástico incrementado medio.

2.5.9.3.2 Resistencia a compresión simple

La resistencia a compresión simple debería obtenerse como:

- Si $A_{eff} < A_g$:

$$N_{c,Rd} = f_{yb} \cdot A_{eff} / \gamma_{M0}$$

- Si $A_{eff} = A_g$:

$$N_{c,Rd} = A_g [f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot (1 - \bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0})] / \gamma_{M0} \geq A_g \cdot f_{ya} / \gamma_{M0}$$

Dado que en **Tricalc** $f_{ya} = f_{yb}$, la expresión anterior queda:

$$N_{c,Rd} = f_{yb} \cdot A_g / \gamma_{M0}$$

Siendo

A_{eff} área efectiva de la sección considerando una tensión de compresión de valor $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}$;

f_{yb} límite elástico básico.

2.5.9.3.3 Resistencia a flexión

Aunque los apartados 6.1.4 de la EN 1993-1-3 y 73.11.2 de la EAE permiten una plastificación parcial de las alas, **Tricalc** no lo considera (lo cual está del lado de la seguridad). Por tanto, la resistencia a flexión simple se obtiene con:

- Si $W_{eff} < W_{el}$:

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

- Si $W_{eff} = W_{el}$:

$$M_{c,Rd} = W_{el} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

Siendo

W_{eff} módulo efectivo calculado con la sección eficaz.

Para flexión en ambos ejes, puede usarse la expresión:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$$

2.5.9.3.4 Resistencia a cortante

La resistencia de cálculo a cortante debería calcularse como:

$$V_{b,Rd} = h_w \cdot t \cdot f_{bv} / (\gamma_{M0} \cdot \sin \phi)$$

Siendo

f_{bv} resistencia a cortante considerando el pandeo, según tabla 6.1 de EC3 y tabla 73.10 de EAE (en **Tricalc** se considera el caso de alamas sin rigidizadores en apoyos);

h_w altura del alma entre las líneas medias de las alas;

ϕ ángulo entre alma y ala.

2.5.9.3.5 Resistencia a cortante con pandeo f_{bv}

Esbeltez relativa del alma	Alma sin rigidizadores en apoyos	Alma con rigidizadores en apoyos
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 \cdot f_{yb}$	$0,58 \cdot f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

La esbeltez relativa del alma se calcula como:

■ Alma sin rigidizadores interiores

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

■ Alma con rigidizadores interiores

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{5,34 \cdot f_{yb}}{k_r \cdot E}} \geq 0,346 \cdot \frac{s_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

Siendo

$$k_r = 5,34 + (2,10 / t) \cdot (\sum I_s / s_d)^{1/3}$$

I_s momento de inercia de cada rigidizador: momento de inercia del rigidizador (de longitud s_a) más dos trozos de alma adyacentes, de longitud $s_{eff,1}$ cada uno, respecto a un eje paralelo al plano del alma por el baricentro del rigidizador (el ángulo entre ambos trozos de alma se desprecia);

s_d altura del alma desarrollada (longitud de su línea media);

s_p	longitud del trozo plano del alma más largo;
s_w	altura del alma: distancia entre los puntos medios de las esquinas de unión con las alas medida en paralelo a los trozos planos de alma.

2.5.9.3.6 Resistencia a momento torsor

La tensión normal, $\sigma_{tot,Ed}$, debida a axiles y momentos aplicados debería evaluarse con la sección efectiva. Sin embargo, la tensión tangencial, $\tau_{tot,Ed}$, debida a cortantes, torsión uniforme de St. Venant y alabeo debería evaluarse con la sección bruta.

Las siguientes expresiones deberían cumplirse:

$$\begin{aligned}\sigma_{tot,Ed} &\leq f_{ya} / \gamma_{M0} \\ \tau_{tot,Ed} &\leq f_{ya} / (3^{0,5} \gamma_{M0}) \\ (\sigma_{tot,Ed}^2 + 3 \tau_{tot,Ed}^2)^{0,5} &\leq 1,1 f_{ya} / \gamma_{M0} \\ \sigma_{tot,Ed} &= \sigma_{N,Ed} + \sigma_{My,Ed} + \sigma_{Mz,Ed} \\ \tau_{tot,Ed} &= \tau_{Vy,Ed} + \tau_{Vz,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{w,Ed}\end{aligned}$$

Siendo

$\sigma_{My,Ed}$	tensión normal de cálculo debida a $M_{y,Ed}$ (utilizando la sección eficaz);
$\sigma_{Mz,Ed}$	tensión normal de cálculo debida a $M_{z,Ed}$ (utilizando la sección eficaz);
$\sigma_{N,Ed}$	tensión normal de cálculo debida a N_{Ed} (utilizando la sección eficaz);
$\tau_{Vy,Ed}$	tensión tangencial de cálculo debida a $V_{y,Ed}$ (utilizando la sección bruta);
$\tau_{Vz,Ed}$	tensión tangencial de cálculo debida a $V_{z,Ed}$ (utilizando la sección bruta);
$\tau_{t,Ed}$	tensión tangencial de cálculo debida a la torsión uniforme de St. Venant (utilizando la sección bruta);
$\tau_{w,Ed}$	tensión tangencial de cálculo debida al alabeo (utilizando la sección bruta).

2.5.9.3.7 Resistencia a pandeo por flexión

El axil resistente, $N_{b,Rd}$, debería calcularse según EN 1993-1-1 o el artículo 35° de la EAE pero con la curva de pandeo de la tabla 6.3 de la EN 1993-1-3 (tabla 73.11.4 en el caso de la EAE).

2.5.9.3.8 Resistencia a pandeo por torsión y por flexo – torsión

En secciones abiertas con simetría puntual puede producirse un pandeo por torsión antes que por flexión. En secciones abiertas con un eje de simetría puede producirse un pandeo por flexo – torsión antes que por flexión. En secciones abiertas no simétricas puede producirse pandeo por torsión o por flexo – torsión antes que por flexión.

Estos pandeos se estudian según el apartado 6.3.1.1 de la EN 1993-1-1 (35.1.1 en el caso de la EAE), con la curva de pandeo según $z - z$ de la tabla 6.3 de la EN 1993-1-3 (tabla 73.11.4 de la EAE).

La fuerza crítica elástica para pandeo por torsión de vigas biapoyadas puede tomarse como:

$$\begin{aligned}N_{cr,T} &= (G \cdot I_t + \pi^2 \cdot E \cdot I_w / \ell_T^2) / i_0^2 \\ i_0^2 &= i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2\end{aligned}$$

Siendo

G	módulo de rigidez transversal;
I_t	inercia a torsión de la sección bruta;
I_w	módulo de alabeo de la sección bruta;

i_y	radio de giro de la sección bruta respecto al eje y – y;
i_z	radio de giro de la sección bruta respecto al eje z – z;
ℓ_T	longitud de pandeo para pandeo por torsión o flexo – torsión, calculada teniendo en cuenta el grado de restricción al giro y alabeo en ambos extremos de la barra, de longitud total L_T ;

y_0, z_0 coordenadas del centro de cortantes respecto al baricentro de la sección bruta.

Para secciones bisimétricas ($y_0 = z_0 = 0$) el axil crítico elástico de pandeo por flexo – torsión sería:

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T}, \text{ con } N_{cr,T} < N_{cr,y} \text{ y } N_{cr,T} < N_{cr,z}$$

Para secciones simétricas respecto a y – y ($z_0 = 0$) el axil crítico elástico de pandeo por flexo – torsión sería:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left(1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right)$$

$$\beta = (y_0 / i_0)^2$$

2.5.9.3.9 Resistencia al pandeo lateral

El programa realiza de forma opcional la comprobación a pandeo lateral para la flexión en el plano del alma (eje fuerte), de forma que debería cumplirse:

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1$$

Si el ala comprimida está suficientemente arriostrada o la sección es hueca circular o cuadrada, no hay sensibilidad a pandeo lateral.

La resistencia de cálculo al pandeo lateral de una viga o diagonal no arriostrada lateralmente será:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Donde

W_y = $W_{pl,y}$ en secciones de las Clases 1 y 2;

= $W_{el,y}$ en secciones de la Clase 3;

= $W_{eff,y}$ en secciones de la Clase 4;

χ_{LT} coeficiente de reducción correspondiente al pandeo lateral. El valor χ_{LT} se obtiene mediante:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \not\geq \left\{ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \right.$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$, salvo lo indicado en el anexo nacional. El Anexo Nacional del programa puede modificar este valor.

$\beta = 0,75$, salvo lo indicado en el anexo nacional. El Anexo Nacional del programa puede modificar este valor.

El valor del coeficiente de imperfección α_{LT} para pandeo lateral será el indicado en la tabla 6.3 de **EC-3** o 35.2.2.a de **EAE**, en base a la curva de pandeo definida en la tabla 6.5 de **EC-3** o 35.2.2.1.a de **EAE**. El Anexo Nacional del programa permite modificar los valores de la tabla 6.3.

Para tener en cuenta la distribución de momentos flectores a lo largo de la viga, χ_{LT} se sustituye por:

$$\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / \eta \leq 1$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \geq 1$$

El valor de k_c puede obtenerse de la tabla 6.5 de la EN 1993-1-1 o 35.2.2.1.b de la EAE y varía entre 0,60 (que corresponde a una ley lineal de momentos entre $+M_{Ed}$ y $-M_{Ed}$) y 1,0 (correspondiente a momento constante).

El valor de $\bar{\lambda}_{LT}$ se determina mediante:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

Donde

M_{cr} momento crítico elástico de pandeo lateral.

Si $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ o $M_{Ed}/M_{cr} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$, o la viga está suficientemente arriostrada, no será necesario considerar el pandeo lateral.

Para determinar M_{cr} , ni el Eurocódigo 3 ni la EAE indican nada. En su lugar, el programa utiliza el Anexo I.1 de la EN 1999-1-1 (aluminio), que coincide con el apartado 6.3.3.3 de la norma española CTE DB SE-A de 2006.

En el caso de secciones abiertas conformadas en frío, la comprobación de pandeo lateral puede realizarse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1$$

2.5.9.4 Comprobación de la abolladura del alma por cortante

La abolladura del alma por cortante (también denominado pandeo por cortante) se estudia tanto para perfiles laminados o soldados como para perfiles abiertos conformados en frío.

2.5.9.4.1 Perfiles laminados o soldados

El programa realiza la comprobación a la abolladura del alma por cortante en vigas laminadas o soldadas de acuerdo a los apartados 5, 6 y 9 de la EN 1993-1-5 o el apartado 35.5 de la EAE.

Es necesario comprobar la resistencia a la abolladura de almas no rigidizadas con esbelteces $h_w / t > 72 \cdot \varepsilon / \eta$ y de almas rigidizadas con esbelteces $h_w / t > 31 \cdot \varepsilon \cdot k_\tau^{0,5} / \eta$, siendo

$\varepsilon = (235 / f_y)^{0,5}$, con f_y en MPa;

h_w canto del alma;

k_τ coeficiente mínimo de pandeo por cortante del panel de alma;

$\eta = 1,20$ para $f_y \leq 460$ MPa, salvo lo indique el Anexo Nacional (el Anexo Nacional del programa permite modificarlo);

$= 1,00$ para $f_y > 460$ MPa, salvo lo indique el Anexo Nacional (el Anexo Nacional del programa permite modificarlo).

La resistencia a la abolladura se determina entonces mediante:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \eta \cdot f_y \cdot h_w \cdot t / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M1})$$

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \cdot f_y \cdot h_w \cdot t / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M1})$$

Siendo

$V_{bw,Rd}$ Contribución del alma a la resistencia a cortante;

$V_{bf,Rd}$ Contribución de las alas al cortante (no es tenido en cuenta por **Tricalc**).

Para almas con rigidizadores transversales sólo en apoyos, y almas con rigidizadores transversales intermedios y/o longitudinales, χ_w se obtiene con la tabla 5.1 de la EN 1993-1-5 o la tabla 35.5.2.1 de la EAE (**Tricalc** considera el caso de 'Poste no rígido de final').

Contribución del factor χ_w del alma en la resistencia a pandeo por cortante

Esbeltez modificada	Poste rígido de final	Poste no rígido de final
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Para calcular la esbeltez modificada del alma, puede utilizarse:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{cr}}} = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}$$

Siendo

$\bar{\lambda}_w$ esbeltez del alma;

τ_{cr} tensión tangencial crítica de abolladura;

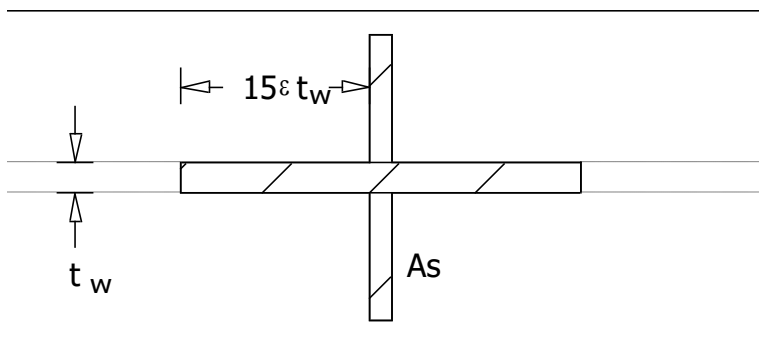
k_τ coeficiente de abolladura para tensión tangencial, de valor:

- Si hay rigidizadores sólo en ambos extremos de la barra, $k_\tau = 5,34$.
- Si hay rigidizadores intermedios, a distancia 'a', con $a/h_w < 1$, $k_\tau = 4 + 5,34 / (a/h_w)^2$.
- Si hay rigidizadores intermedios, a distancia 'a', con $a/h_w \geq 1$, $k_\tau = 5,34 + 4 / (a/h_w)^2$.

Los rigidizadores deben dimensionarse a pandeo para un esfuerzo de compresión de valor:

$$V_{Ed} - \frac{f_y \cdot h_w \cdot t}{\gamma_{M1} \cdot \bar{\lambda}_w^2 \cdot \sqrt{3}}$$

Para calcular la resistencia a pandeo, con la curva de pandeo c y una longitud de pandeo $\ell = 0,75 \cdot h_w$, se toma como sección de cálculo la de la figura



Además, el momento de inercia de un rigidizador cumplirá:

$$\text{si } a/h_w < 2^{1/2} \rightarrow I_s \geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t_w^3 / a^2$$

$$\text{si } a/h_w \geq 2^{1/2} \rightarrow I_s \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t_w^3$$

2.5.9.4.2 Perfiles abiertos conformados en frío

El programa realiza la comprobación a la abolladura del alma por cargas transversales locales en vigas conformadas en frío de acuerdo al apartado 6.1.7 de la EN 1993-1-3. La EAE no indica nada este aspecto, por lo que el programa realiza esta comprobación de acuerdo con EC3.

Para evitar la abolladura, rotura o pandeo del alma por cargas o reacciones aplicadas en las alas, se debe verificar que:

$$F_{Ed} \leq R_{w,Rd}$$

Siendo

F_{Ed} la carga local transversal;

$R_{w,Rd}$ resistencia local transversal del alma.

No se contempla en este caso la posibilidad de añadir rigidizadores transversales de alma, por lo que simplemente se comprueba que la sección verifica la condición anterior.

En **Tricalc**, se asume el caso de que la carga o reacción F_{Ed} está a un solo lado (ala superior o ala inferior) de la viga, sin carga o reacción próxima en el ala opuesta.

2.5.9.4.2.1 Secciones con un solo alma sin rigidizadores interiores

Este apartado también vale para 2U o 2C unidas para formar una I, aunque en este caso, $R_{w,Rd}$ corresponde a cada alma.

Además de la condición de resistencia, se debería cumplirse que:

$$h_w / t \leq 200$$

$$r / t \leq 6$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

Siendo

h_w altura del alma, entre las líneas medias de las alas;

r radio interior de los acuerdos cilíndricos;

ϕ ángulo entre alas y alma (en las secciones conformadas en frío actualmente disponibles en **Tricalc**, es siempre 90°).

La resistencia de cada alma será (siendo s_s la longitud de apoyo, que **Tricalc** considera 50 mm y c la distancia de la carga o reacción al extremo de la viga):

2.5.9.4.2.2 Secciones no simétricas respecto al eje débil

■ $c \leq 1,5 \cdot h_w$ (carga próxima al extremo libre de la viga)

• Alas con rigidizadores

$$R_{w,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left(9,04 - \frac{h_w}{60 \cdot t} \right) \left(1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

• Alas sin rigidizadores, con $s_s / t \leq 60$

$$R_{w,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left(5,92 - \frac{h_w}{132 \cdot t} \right) \left(1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

• Alas sin rigidizadores, con $s_s / t > 60$

$$R_{w,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left(5,92 - \frac{h_w}{132 \cdot t} \right) \left(0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

■ $c > 1,5 \cdot h_w$ (carga alejada del extremo libre de la viga)

• $s_s / t \leq 60$

$$R_{w,Rd} = k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \left(14,7 - \frac{h_w}{49,5 \cdot t} \right) \left(1 + 0,007 \frac{s_s}{t} \right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

- $s_s / t > 60$

$$R_{w,Rd} = k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \left(14,7 - \frac{h_w}{49,5 \cdot t} \right) \left(0,75 + 0,011 \frac{s_s}{t} \right) t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

2.5.9.4.2.3 Secciones simétricas respecto al eje débil

- $c \leq 1,5 \cdot h_w$ (carga próxima al extremo libre de la viga)

$$R_{w,Rd} = k_7 \cdot \left(8,8 + 1,1 \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right) t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

- $c > 1,5 \cdot h_w$ (carga alejada del extremo libre de la viga)

$$R_{w,Rd} = k_5^* \cdot k_6 \cdot \left(13,2 + 2,87 \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right) t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

Siendo

$$k_1 = 1,33 - 0,33 \cdot k$$

$$k_2 = 1,15 - 0,15 \cdot r / t, \text{ con } 0,50 \leq k_2 \leq 1,00$$

$$k_3 = 0,70 + 0,30 \cdot (\phi / 90)^2$$

$$k_4 = 1,22 - 0,22 \cdot k$$

$$k_5 = 1,06 - 0,06 \cdot r / t \leq 1,0$$

$$k_5^* = 1,49 - 0,53 \cdot k \geq 0,6$$

$$k_6 = 0,88 - 0,12 \cdot t / 1,9$$

$$s_s / t < 150 \rightarrow k_7 = 1 + s_s / (750 \cdot t)$$

$$s_s / t \geq 150 \rightarrow k_7 = 1,20$$

$$k = f_{yb} / 228 \text{ MPa}$$

2.5.9.4.2.4 Secciones con dos o más almas sin rigidizadores interiores

Este apartado se aplica por ejemplo a perfiles conformados omega.

Además de la condición de resistencia, se debería cumplirse que:

$$h_w / t \leq 200 \cdot \sin \phi$$

$$r / t \leq 10$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

Siendo

h_w altura del alma, entre las líneas medias de las alas;

r radio interior de los acuerdos cilíndricos;

ϕ ángulo entre alas y alma (en las secciones conformadas en frío actualmente disponibles en **Tricalc**, es siempre 90°).

La resistencia de cada alma será entonces:

$$R_{w,Rd} = \alpha \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot E} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{\frac{0,02 \cdot l_a}{t}} \right) \cdot \left[2,4 + \left(\frac{\phi}{90} \right)^2 \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

Los valores de l_a y α se basan en la categoría de la sección, correspondiendo la categoría 1 al caso de cargas o reacciones próximas al borde de la viga ($c \leq 1,5 \cdot h_w$). En el caso de **Tricalc**, se considera

$$l_a = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Categoría 1} \rightarrow \alpha = 0,057$$

$$\text{Categoría 2} \rightarrow \alpha = 0,115$$

2.5.10 Resistencia al fuego

La resistencia al fuego de los elementos de acero calculados con Eurocódigo 3, se comprueba de acuerdo con la EN 1993-1-2:2005 + AC:2009.

En el caso de los elementos de acero calculados con la EAE, la resistencia al fuego se comprueba de acuerdo con el Capítulo XII de la propia EAE.

Nota: Existe una incongruencia entre la nomenclatura utilizada en la EN 1992-1-2 y la EN 1993-1-2, de forma que para en lo que en una es $X_{d,fi}$ en la otra es $X_{fi,d}$. En este documento se usan ambas formas indistintamente.

2.5.10.1 Reglas generales y campo de aplicación

El método usado cubre resistencias al fuego de hasta 240 minutos.

El criterio de resistencia se satisface si se cumple la ecuación (2.3):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi,t} \leq 1$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Siendo

E_d es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 6.4.3.2 de la EN 1990);

$E_{d,fi}$ es el efecto de las acciones en situación de incendio;

$R_{d,fi,t}$ es la resistencia en situación de incendio en el instante t ;

η_{fi} factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

El nivel de carga, η_{fi} , se obtiene mediante las expresiones

- Para las combinaciones obtenidas mediante la expresión (6.10) de la EN 1990 o mediante la EAE:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

- Para las combinaciones obtenidas mediante las expresiones (6.10a) y (6.10b) de la EN 1990, el menor de las siguientes expresiones:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Como simplificación puede usarse el valor $\eta_{fi} = 0,65$, excepto para áreas de almacenamiento (Categoría de carga E), donde se recomienda un valor de 0,7. En **Tricalc**, este dato se define en las opciones de comprobación a fuego.

2.5.10.2 Propiedades de los materiales

Para evaluar la resistencia en situación de incendio, algunas de las características del acero varían en función de la temperatura alcanzada. De esta forma, se establecen los siguientes coeficientes:

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$$

$$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$$

$$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$$

Siendo

$f_{y,\theta}$ límite elástico del acero en función de su temperatura;

$f_{p,\theta}$ tensión a partir de la cual se curva la línea tensión – deformación del acero, en función de su temperatura (a temperatura normal, 20°, es 1);

$E_{a,\theta}$

módulo de elasticidad del acero en función de su temperatura.

Coefficientes reductores para el acero a elevadas temperaturas

Temperatura del acero θ_a	Coeficientes reductores a la temperatura θ_a relativos al valor a 20°C		
	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

2.5.10.3 Clasificación de las secciones

Para las comprobaciones relativas a esta parte EN 1993-1-2 o al capítulo XII de la EAE, las secciones pueden ser clasificadas como a temperatura normal con un valor reducido para ε de valor

$$\varepsilon = 0,85 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$$

Siendo f_y el límite elástico del acero a temperatura normal en MPa.

2.5.10.4 Modelos de cálculo

Para las secciones de Clase 1, 2 o 3 calculadas con la EN 1993-1-1 o la EAE, **Tricalc** utiliza el modelo expuesto en el apartado 4.2.3 de la EN 1993-1-2 y el artículo 46° de la EAE (véase el apartado ‘Cálculo de la resistencia a fuego’ a continuación).

Para las secciones de Clase 1, 2 o 3 calculadas con otras normativas (la española NBE EA-95 y las americanas de México D.F., México-USA, Argentina, Brasil y Chile), **Tricalc** utiliza el modelo (más simplificado) expuesto en el apartado 4.2.4 de la EN 1993-1-2 (véase el apartado ‘Cálculo de la temperatura crítica’ a continuación).

Para las secciones de Clase 4 y secciones abiertas conformadas en frío, de acuerdo con el apartado 4.2.3.6 de la EN 1993-1-2 y el apartado 4.6.8.2 de la EAE, basta comprobar que la temperatura del acero no alcanza el valor θ_{crit} , que, salvo lo que indique el anexo nacional, puede tomarse como $\theta_{crit} = 350^\circ$. El Anexo Nacional del programa permite modificar esta temperatura.

2.5.10.5 Cálculo de la resistencia a fuego

El coeficiente de seguridad para la situación de incendio, γ_{Mfi} , salvo lo indicado en el anexo nacional, puede tomarse de valor 1,0, que es el valor adoptado por **Tricalc** (aunque puede modificarse en el Anexo Nacional del programa).

Como se ha indicado en el apartado ‘Modelos de cálculo’, este apartado se aplica para las secciones de Clase 1, 2 o 3 calculadas con la EN 1993-1-1 o la EAE.

2.5.10.5.1 Resistencia a tracción

La resistencia de diseño de un elemento a tracción con una temperatura uniforme θ_a debería ser determinada mediante:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot (\gamma_{MO} / \gamma_{Mfi})$$

Siendo

N_{Rd} resistencia de diseño de la sección a tracción a temperatura normal, de acuerdo con EN 1993-1-1 o la EAE.

2.5.10.5.2 Resistencia a compresión con pandeo

La resistencia de diseño de un elemento a compresión y pandeo con una temperatura uniforme θ_a debería ser determinada mediante:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{Mfi}$$

Siendo

χ_{fi} el coeficiente reductor para pandeo en situación de incendio;

El valor de χ_{fi} , será el menor de los calculados en cada eje de flexión. Su valor para cada eje puede determinarse mediante:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_\theta + \sqrt{\phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \geq 1$$

$$\phi_\theta = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2]$$

$$\alpha = 0,65 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

La longitud de pandeo de un pilar para situación de incendio debería determinarse como para temperatura normal. Para una mayor precisión podría tenerse en cuenta que los elementos situados en recintos de incendio independientes del supuestamente incendiado aportan una mayor coacción que en situación no de incendio. En **Tricalc** se utiliza la misma longitud de pandeo que en la situación a temperatura normal.

2.5.10.5.3 Resistencia a flexión y pandeo lateral

La resistencia de diseño a flexión $M_{fi,\theta,Rd}$ de una sección con una temperatura uniforme θ_a debería determinarse mediante:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot (\gamma_{MO} / \gamma_{Mfi})$$

Para una distribución no uniforme de la temperatura, la resistencia a flexión $M_{fi,t,Rd}$ puede tomarse:

$$M_{fi,t,Rd} = M_{fi,\theta,Rd} / (\kappa_1 \cdot \kappa_2)$$

Siendo

M_{Rd} en secciones de Clase 1 o 2, el momento resistente plástico de la sección para temperatura normal, $M_{pl,Rd}$; en secciones de Clase 3, el momento resistente elástico de la sección para temperatura normal, $M_{el,Rd}$; en ambos casos, puede estar reducido por los efectos de cortante para temperatura normal, $M_{V,Rd}$, de acuerdo con EN 1993-1-1 o EAE.

κ_1 coeficiente relacionado con una distribución de temperatura no uniforme a través de la sección;

= 1,00 para una viga con todas las caras expuestas;

= 0,70 para una viga no protegida con tres caras expuestas;

= 0,85 para una viga protegida con tres caras expuestas;

κ_2 coeficiente relacionado con una distribución de temperatura no uniforme a lo largo de la viga;

= 0,85 en los apoyos de una viga hiperestática;

= 1,00 en el resto de casos;

La resistencia de diseño a pandeo lateral $M_{b,fi,t,Rd}$ en un tiempo t de un elemento no arriostrado lateralmente debería determinarse mediante (con los valores correspondientes al ala comprimida):

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_y \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{Mfi}$$

Siendo

$\chi_{LT,fi}$ coeficiente de reducción para pandeo lateral en situación de incendio;

W_y = $W_{pl,y}$ en el caso de secciones de Clase 1 o 2;

= $W_{el,y}$ en el caso de secciones de Clase 3.

El valor de $\chi_{LT,fi}$, puede determinarse mediante:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}} \geq 1$$

$$\phi_{LT,\theta} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta} + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2 \right]$$

$$\alpha = 0,65 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

2.5.10.5.4 Resistencia a cortante

La resistencia de diseño a cortante $V_{fi,t,Rd}$ en el tiempo t de una sección de Clase 1 o 2 debería determinarse mediante:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{Rd} \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{Mfi})$$

Siendo

V_{Rd} la resistencia a cortante de la sección para diseño a temperatura normal, de acuerdo con EN 1993-1-1;

2.5.10.5.5 Resistencia conjunta a compresión y flexión

Para secciones calculadas con la EAE, pueden utilizarse las mismas expresiones que en situación a temperatura normal, pero:

Se adoptarán las solicitaciones $N_{fi,Ed}$, $M_{y,fi,Ed}$, $M_{z,fi,Ed}$ determinadas con los coeficientes parciales de seguridad definidos en el Artículo 44º.

Para el cálculo de los coeficientes de reducción para el modo de pandeo considerado, se utilizará el mismo parámetro Φ y el mismo coeficiente α de imperfección para la situación de incendio dados en 46.3 y 46.5.

Las esbelteces empleadas para los cálculos a temperatura ambiente, se corregirán por el factor $(k_{y,\theta}/k_{E,\theta})^{0,5}$, en función de los coeficientes $k_{y,\theta}$ y $k_{E,\theta}$ obtenidos en 45.1 con la temperatura máxima del elemento en el instante t del proceso de incendio considerado, tanto para la obtención de los coeficientes de pandeo sin torsión en cada plano principal de inercia, como para el coeficiente de pandeo con flexión y torsión.

Para secciones de clase 1 o 2 calculadas con EC3, puede obtenerse mediante las expresiones:

$$\left(\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi,min} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_y \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_{LT} \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

Para secciones de Clase 3 calculadas con EC3, la comprobación se realiza mediante las expresiones:

$$\left(\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi,min} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_y \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_{LT} \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{el,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

En ambos casos, con

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 3$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 3$$

Siendo

μ_{LT} , μ_y , μ_z factores que dependen, entre otras cosas, de la esbeltez reducida de la barra y de la forma de la gráfica de momentos flectores.

2.5.10.5.6 Cálculo de la temperatura crítica

Como se ha indicado en el apartado ‘Modelos de cálculo’, este apartado se aplica para las secciones de Clase 1, 2 o 3 calculadas con otras normativas (la española NBE EA-95 y las americanas de México D.F., México-USA, Argentina, Brasil y Chile).

La temperatura crítica del acero, $\theta_{a,cr}$, en el tiempo t para una distribución uniforme de temperatura en un elemento puede determinarse mediante:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln[1 / (0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}) - 1] + 482$$

Siendo

μ_0 coeficiente de aprovechamiento de la sección para la condición de incendio en el instante $t = 0$ (es decir, a temperatura normal), que puede obtenerse con la expresión

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} \geq 0,013$$

La comprobación de resistencia a fuego consiste en verificar que se cumple

$$\theta_a / \theta_{a,cr} \leq 1$$

2.5.10.5.7 Cálculo de la temperatura del acero

El cálculo se realiza de forma incremental. Se supone que tanto el acero como el ambiente se encuentran al principio a 20°C. Pasado un determinado incremento de tiempo (que en **Tricalc** es de 5 s) se calcula con la curva normalizada tiempo-temperatura la temperatura del gas que rodea al elemento. Con el ambiente a esa temperatura y el acero a 20°C se calcula el flujo de calor, alcanzándose otra temperatura en el acero al cabo de ese incremento de tiempo. A partir de aquí se considera otro incremento para el que habrá una temperatura de gas. Con esta última temperatura y la temperatura del acero del paso anterior, se recalcula el flujo de calor y con ello una nueva temperatura en el acero. Y así sucesivamente hasta llegar al tiempo de resistencia a fuego deseado (si es R60, por ejemplo, 60 minutos). La curva normalizada tiempo-temperatura se define en la EN 1991-1-2, expresión (3.4):

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10} (8 \cdot t + 1)$$

Siendo

θ_g temperatura del gas, en °C;

t tiempo desde el inicio del incendio, en minutos.

2.5.10.5.7.1 Secciones sin aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección sin aislamiento, el incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ durante un intervalo de tiempo Δt debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = (A_m / V) \cdot k_{sh} \cdot h'_{net,d} \cdot \Delta t / (c_a \cdot \rho_a)$$

Siendo

A_m / V factor de forma de la sección;

A_m área de la superficie del elemento por unidad de longitud;

V volumen del elemento por unidad de longitud;

k_{sh} coeficiente corrector por el efecto sombra, pudiendo tomarse $k_{sh} = 1$ de forma conservadora;

c_a calor específico del acero;

$h'_{net,d}$ valor de diseño del flujo neto de calor por unidad de área;

Δt intervalo de tiempo considerado, no mayor de 5 s;

ρ_a densidad del acero.

2.5.10.5.7.2 Secciones con aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección con aislamiento, el incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ durante un intervalo de tiempo Δt debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = [\lambda_p \cdot (A_p / V) \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t] / [d_p \cdot c_a \cdot \rho_a \cdot (1 + \phi / 3) - (e^{\phi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t}] \geq 0$$

$$\phi = [(c_p \cdot \rho_p) / (c_a \cdot \rho_a)] \cdot d_p \cdot A_p / V$$

Siendo

A_p / V factor de forma para elementos de acero con protección frente al fuego;

A_p área de la superficie interior del material protector por unidad de longitud del elemento (para revestimientos huecos con holgura alrededor del elemento de acero, debe ser adoptado el mismo valor que para un revestimiento hueco sin holgura);

V volumen del elemento por unidad de longitud;

C_a	calor específico del acero en función de la temperatura;
C_p	calor específico del material aislante independiente de la temperatura;
d_p	grosor del material de protección contra el fuego;
λ_p	conductividad térmica del sistema de protección frente al fuego;
ρ_a	densidad del acero;
ρ_p	densidad del material de protección.

2.6 Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas

El programa **Tricalc.15** realiza la comprobación de forjados unidireccionales formados por una chapa metálica (ya sea esta chapa utilizada sólo a los efectos de encofrado perdido o como colaborante en flexión positiva, pudiendo tener o no en este caso armaduras adicionales) y hormigón armado vertido en obra existentes en la estructura según la norma EN 1994-1-1:2005 "**EUROCÓDIGO 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación**". En adelante, se referirá a este documento por "**EC-4**".

Así mismo, el programa **Tricalc.15** comprueba el sistema de forjado de chapa o de losa maciza combinado con el cálculo de la estructura metálica de apoyo como viga mixta con conexión losa-viga de apoyo mediante pernos conectores de acuerdo a este mismo eurocódigo.

2.6.1 Forjados unidireccionales de chapa

2.6.1.1 Tipologías de forjados de chapa

Tricalc.15 permite calcular forjados de chapa de las siguientes tipologías:

■ Chapa sólo como encofrado perdido

Cuando la chapa funciona como encofrado perdido, su función simplemente es la de retener el hormigón hasta su endurecimiento, no absorbiendo esfuerzos una vez haya endurecido la losa. En este caso, la chapa es lisa, porque cuando el forjado entre en carga y la losa se deforme, los dos materiales van a deslizar entre sí sin que exista mutua colaboración.

■ Chapa colaborante resistente sin armadura

Cuando la chapa forma un único elemento estructural con la losa su función es la de colaborar con la losa de hormigón para resistir las sollicitaciones existentes, aportando resistencia a tracción. En una primera fase (hasta el endurecimiento del hormigón) actúa como encofrado perdido.

En este tipo de forjados la chapa actúa como armadura a flexión no precisando otras armaduras adicionales. La chapa debe contar por tanto con una serie de deformaciones, entalladuras o protuberancias que garanticen que la chapa y el hormigón no deslicen entre sí al entrar el forjado en carga.

■ Chapa colaborante resistente con armaduras adicionales

Básicamente es el mismo tipo que el descrito anteriormente salvo que la chapa trabajando a flexión precisa de armaduras de flexión complementarias para resistir los esfuerzos existentes, por ser ella misma insuficiente.

En cualquiera de los casos siempre existirá armaduras de negativos en los apoyos en casos de losa continua y en los voladizos.

2.6.1.2 Criterios de cálculo

Tenga en cuenta que las combinaciones de acciones se realizan con respecto a la norma seleccionada (EHE-08, EHE, EH-91, CTE o NBE EA-95 en el caso de los diferentes conjuntos de normas españolas,

Eurocódigo 0 en el caso de seleccionar los Eurocódigos Estructurales y RSA en el caso de la norma portuguesa).

2.6.1.2.1 Chapas como encofrado: fase de ejecución

Se usará un análisis elástico para el cálculo de esfuerzos, considerando cada vano por separado como biapoyado. Si se necesitan apoyos intermedios, la chapa se considera una viga continua apoyada también en esos apoyos intermedios. Se considerarán exclusivamente las cargas introducidas como cargas en fase de ejecución.

Las combinaciones de cargas utilizadas son las indicadas por la normativa de **acero** seleccionada. Tenga esto en cuenta en normativas (como la española) en los que no se utilizan las mismas combinaciones en acero que en hormigón.

2.6.1.2.2 Forjado de losa mixta: fase de explotación

Si la chapa se utiliza como armadura de positivos en la fase de explotación, la sección resistente es mixta: interviene tanto el hormigón vertido en obra como la chapa de acero laminado.

Para el cálculo y armado de los momentos negativos no se considera la contribución de la chapa de acero. Tampoco se considera esta contribución cuando la chapa se utiliza sólo como encofrado o es insuficiente para resistir los momentos positivos como armadura de la losa mixta.

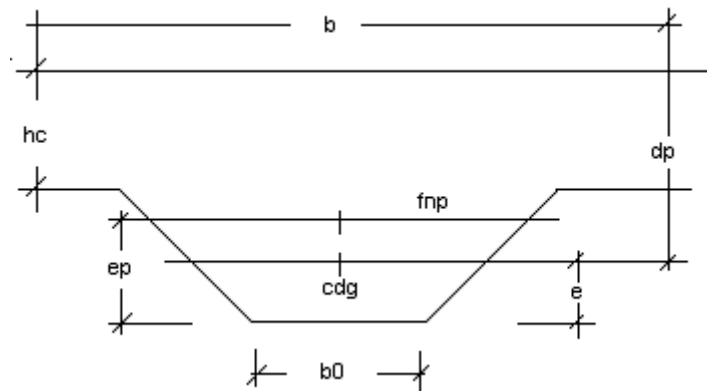
Las cargas intervinientes son todas las existentes en el forjado (pero no las introducidas como cargas en fase de ejecución). El cálculo de esfuerzos se realiza por métodos isostáticos, elásticos, plásticos o plásticos con redistribución limitada, en función de lo indicado en las opciones de cálculo de forjados unidireccionales y de chapa. Las combinaciones de cargas utilizadas son las indicadas por la normativa de **hormigón** seleccionada.

2.6.1.3 Comprobación de secciones

Los criterios de **EC-4** son los siguientes.

2.6.1.3.1 Sección de referencia

Como sección de cálculo se utiliza la siguiente geometría (simplificada) de la sección:



Donde

b	distancia entre nervios;
b0	ancho mínimo del nervio;
hc	canto de la losa sobre la chapa;
dp	distancia entre la cara superior de la losa y el centro de gravedad de la sección de chapa de acero;
ep	distancia de la fibra neutra plástica de la sección de chapa de acero a su cara inferior;

e distancia del centro de gravedad de la sección de chapa de acero a su cara inferior;

$h = d_p + e$ canto total de la losa.

2.6.1.3.2 Flexión de la chapa como encofrado

Se comprueba en régimen elástico. Para el **EC-4**, la expresión a comprobar es (flexión simple):

$$M_d \leq M_{p,Rd} = \frac{W_{pel} f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

Donde

M_d es el momento de diseño, mayorado;

$M_{p,Rd}$ es el momento resistente;

W_{pel} momento resistente elástico de la chapa de acero;

f_{yp} límite elástico del acero;

γ_{ap} coeficiente de minoración del acero

2.6.1.3.3 Momento positivo sin armadura

En **EC-4** se distinguen dos situaciones, en función de la posición de la fibra neutra.

2.6.1.3.3.1 Fibra neutra por encima de la chapa

Se utilizan las siguientes expresiones:

$$M_d \leq M_{p,Rd} = N_{cf} (d_p - x/2)$$

$$N_{cf} = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$x = \frac{N_{cf}}{b \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)}$$

Siendo

A_p el área de la chapa metálica;

x profundidad de la fibra neutra medida desde la cara superior de la losa.

2.6.1.3.3.2 Fibra neutra dentro de la chapa

Se desprecia el hormigón situado en el nervio, utilizándose las siguientes expresiones:

$$M_d \leq M_{p,Rd} = N_{cf} z + M_{pr}$$

$$z = h - \frac{h_c}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_p (f_{yp} / \gamma_{ap})}$$

$$M_{pr} = 1.25 \frac{W_{pa} f_{yp}}{\gamma_{ap}} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_p (f_{yp} / \gamma_{ap})} \right) \leq \frac{W_{pa} f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$N_{cf} = h_c b (0.85 f_{ck} / \gamma_c)$$

Siendo

W_{pa} el momento resistente plástico de la chapa de acero. Éste es calculado por el programa en función de la geometría de la chapa.

2.6.1.3.4 Momentos positivos con armadura

Se desprecia la colaboración de la chapa, calculándose como una losa unidireccional armada de canto h , en la forma habitual (sin considerar que la sección es mixta).

La armadura resultante debe respetar las consideraciones de cuantías mínimas y máximas y de separaciones entre redondos especificadas en la norma de hormigón seleccionada (EC-2 para Eurocódigo, EHE-08, EHE o EH-91 para norma española, REBAP para norma Portuguesa, etcétera).

Por consideraciones constructivas, el armado se sitúa en todos los senos de la chapa, de forma que el número de redondos por chapa es múltiplo de su número de senos.

Se utiliza la expresión habitual en **EC-2**:

$$M_d \leq M_{p.Rd} = \frac{A_s f_{ys}}{\gamma_s} \left(d - \frac{x}{2} \right)$$

$$x = \frac{A_s (f_{ys}/\gamma_s)}{(f_{ck}/\gamma_c) b_1}$$

Siendo

A_s Área de armadura a tracción;

d Distancia de la armadura a la cara superior de la losa;

b_1 Ancho de la losa a compresión.

2.6.1.3.5 Momentos negativos

Se desprecia la colaboración de la chapa. De la sección de hormigón, sólo se tiene en cuenta una sección rectangular de ancho el ancho inferior de los nervios (b_0) y canto el canto total de la losa mixta.

Se utiliza la expresión habitual en **EC-2**:

$$M_d \leq M_{p.Rd} = \frac{A_s f_{ys}}{\gamma_s} \left(d - \frac{x}{2} \right)$$

$$x = \frac{A_s (f_{ys}/\gamma_s)}{(f_{ck}/\gamma_c) b_0}$$

Siendo

d la distancia de la armadura a la cara inferior de la chapa;

b_0 el ancho inferior de los nervios de la chapa.

2.6.1.3.6 Esfuerzo rasante

Se debe comprobar también que el rasante entre la chapa de acero y el hormigón vertido en obra no supera la resistencia proporcionada por las protuberancias existentes a tal efecto en la chapa.

El cortante vertical máximo, V , debe cumplir

$$V \leq V_{I.Rd} = b \cdot d_p \cdot \left[\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{vs}}$$

Donde

L_s es la luz de cortante, que en el caso de cargas continuas es igual a $L/4$ (siendo L la luz del vano);

A_p es el área de la chapa;

γ_{vs} es el coeficiente de minoración, que se tomará igual a 1,25 en este caso.

2.6.1.3.7 Fisuración

La chapa nervada de acero impide la aparición de fisuras visibles en la cara inferior del forjado. En la cara superior, a momentos negativos, el forjado se comporta como cualquier otro forjado de hormigón, realizándose las mismas comprobaciones de fisuración que en aquéllos.

2.6.1.3.8 Flecha

En la fase de ejecución, la flecha producida por las cargas de ejecución (el peso propio de la chapa más el hormigón fresco más otras cargas en fase de ejecución) se calculará teniendo en cuenta sólo la chapa de acero, apoyada en las vigas y en los apoyos intermedios. Se calculará por tanto de acuerdo con la normativa de acero fijada. Estas flechas no deben superar unos determinados valores que se pueden fijar en el programa.

En la fase de explotación, la flecha de calcula con la sección homogeneizada y teniendo en cuenta la fisuración producida en el hormigón, de forma equivalente a como se realiza en el resto de forjados de hormigón. Si la chapa actúa sólo como encofrado perdido, no interviene tampoco en el cálculo de la flecha en fase de explotación.

2.6.1.3.9 Resistencia al fuego

La resistencia al fuego de los forjados de chapa se evalúa de acuerdo a la EN 1994-1-2:2005 + AC:2008. Sólo se considera la situación persistente o de servicio (con el hormigón vertido en obra endurecido) y por tanto, no se contempla la situación de incendio durante la construcción de la propia estructura (situación transitoria).

2.6.1.3.9.1 Reglas generales y campo de aplicación

El método usado cubre resistencias al fuego de hasta 240 minutos, con hormigones de peso normal realizado con áridos silíceos.

El criterio de resistencia (criterio R) se satisface si se cumple la ecuación (5.1):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi} \leq 1$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Siendo

E_d es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 6.4.3.2 de la EN 1990);

$E_{d,fi}$ es el efecto de las acciones en situación de incendio;

$R_{d,fi}$ es la resistencia en situación de incendio;

η_{fi} factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

El nivel de carga, η_{fi} , se obtiene mediante las expresiones

- Para las combinaciones obtenidas mediante la expresión (6.10) de la EN 1990:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

- Para las combinaciones obtenidas mediante las expresiones (6.10a) y (6.10b) de la EN 1990, el menor de las siguientes expresiones:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Como simplificación puede usarse el valor $\eta_{fi} = 0,65$, excepto para áreas de almacenamiento (Categoría de carga E), donde se recomienda un valor de 0,7. En **Tricalc**, este dato se define en las opciones de comprobación a fuego.

La comprobación de la resistencia al fuego se basa en los siguientes supuestos:

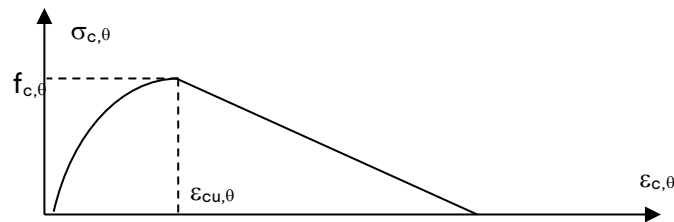
- Si la chapa tiene función resistente (es decir, es un forjado de chapa colaborante), su temperatura no puede exceder de 350 °C, tal como se indica en el apartado 4.3.3 de la EN 1994 -1-2. Si es necesario (y las opciones fijadas lo permiten), el programa coloca el espesor de aislante necesario para conseguir que ese límite no se exceda.
- Si la chapa no tiene función resistente (actúa sólo como encofrado), la armadura de positivos no puede exceder la temperatura a partir de la cual su límite elástico descienda por debajo de $f_{yd} \cdot \eta_{fi}$. Al igual que en el caso anterior, se colocará el aislante necesario para garantizar su cumplimiento.

La temperatura del hormigón comprimido de la zona inferior (zona de momentos negativos) no puede exceder la temperatura a partir de la cual su resistencia descienda por debajo de $f_{cd} \cdot \eta_{fi}$. Al igual que en el caso anterior, se colocará el aislante necesario para garantizar su cumplimiento.

De acuerdo con el párrafo 4.3.2(5), los forjados de chapa que resisten las acciones existentes en situación no de incendio, se asume que al menos poseen una resistencia en situación de incendio R 30.

2.6.1.3.9.2 Curva tensión deformación del hormigón

El hormigón de densidad normal, con el aumento de temperatura debido al incendio, modifica su curva tensión deformación de la siguiente manera:



La zona curva de la gráfica puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \frac{3 \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta}} \right)^3}$$

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c$$

Los valores de $k_{c,\theta}$ y $\epsilon_{cu,\theta}$ se pueden extraer de la tabla 3.4 indicada a continuación.

Tabla 3.3: valores de $k_{c,\theta}$ y $\epsilon_{cu,\theta}$ para hormigón de peso normal

Temperatura del hormigón θ_c (°C)	$k_{c,\theta}$	$\epsilon_{cu,\theta}$ (‰)
20	1,00	2,5
100	1,00	4,0
200	1,00	5,5
300	1,00	7,0

400	0,88	10,0
500	0,76	15,0
600	0,64	25,0
700	0,52	25,0
800	0,40	25,0
900	0,28	25,0
1000	0,16	25,0
1100	0,04	25,0
1200	0,00	--

2.6.1.3.9.3 Curva tensión deformación de las armaduras

El acero de las armaduras pasivas, laminado en caliente, con el aumento de temperatura debido al incendio, modifica su curva tensión deformación de la siguiente manera:

- El Módulo de Young de la parte recta inicial es $E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a$;
- La parte recta de la gráfica llega hasta la tensión $f_{ap,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_{ap}$;
- El límite elástico se reduce hasta $f_{ay,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_{ay}$.

Los valores de $k_{E,\theta}$, $k_{p,\theta}$ y $k_{y,\theta}$ vienen definidos en la tabla 3.2.

Tabla 3.2

Temperatura del acero θ_a (°C)	$k_{E,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{y,\theta}$
20	1,00	1,000	1,00
100	1,00	1,000	1,00
200	0,90	0,807	1,00
300	0,80	0,613	1,00
400	0,70	0,420	1,00
500	0,60	0,360	0,78
600	0,31	0,180	0,47

700	0,13	0,075	0,23
800	0,09	0,050	0,11
900	0,07	0,038	0,06
1000	0,05	0,025	0,04
1100	0,02	0,013	0,02
1200	0,00	0,000	0,00

2.6.2 Vigas mixtas

2.6.2.1 Tipologías y campo de aplicación

En el programa **Tricalc.21** se contemplan lasvigas mixtas formadas por un perfil metálico en forma de I o H bajo una cabeza de hormigón, que puede ser rectangular (un determinado ancho de una losa maciza de forjado) o un forjado unidireccional de chapa (con sus nervios paralelos a la viga o perpendiculares a ella). No se contempla el caso de vigas parcialmente embebidas.

De acuerdo con el apartado 3 de la EN 1994-1-1:

- Quedan fuera del campo de esta EN 1994 hormigones inferiores al C20/25 y por encima del C60/75.
- El campo de aplicación de esta EN 1994 cubre aceros de hasta $f_y = 460$ MPa.
- Los conectores de cortante serán pernos (espárragos lisos) con cabeza (headed stud shear connectors) de acuerdo a ISO EN 13918.

De los procedimientos para el cálculo de la resistencia de las secciones mixtas indicados en el apartado 6.2.1, el programa utiliza el método de distribución plástica de tensiones (método rígido – plástico), basado en:

- El acero de armar alcanza una tensión f_{sd} en compresión o tracción
- El acero estructural alcanza una tensión f_{yd} en compresión o tracción
- El hormigón comprimido alcanza una tensión $0,85 \cdot f_{cd}$.
- El hormigón en tracción no se considera.

Adicionalmente, el programa respeta las siguientes consideraciones:

- No se considera la contribución de la chapa de los forjados de chapa.
- Sólo se considera la compresión en las armaduras si están atadas con estribos

2.6.2.2 Vigas mixtas con forjados de chapa

Los pernos se sitúan en un nervio de ancho b_0 (ver figuras). La altura del nervio es h_p (altura total de la chapa grecada excluidas las embuticiones). En el caso de nervios perpendiculares a la viga, se debe verificar:

- Se cumple que $50 \text{ mm} \leq b_0 \leq h_p \leq 85 \text{ mm}$
- Si el perno se suelda atravesando la chapa, su diámetro nominal será $\leq 20 \text{ mm}$
- Si la chapa tiene agujeros para el perno, su diámetro nominal será $\leq 22 \text{ mm}$
- La losa de hormigón tendrá un espesor sobre la chapa no menor de 50 mm.
- Si los nervios de la chapa son ortogonales a la viga, el hormigón situado en los senos de la chapa será despreciado a efectos resistentes y de cálculo de A_c . Sin embargo, si los nervios son paralelos a la viga, se puede contar con toda la sección de hormigón a efectos resistentes y de cálculo de A_c .



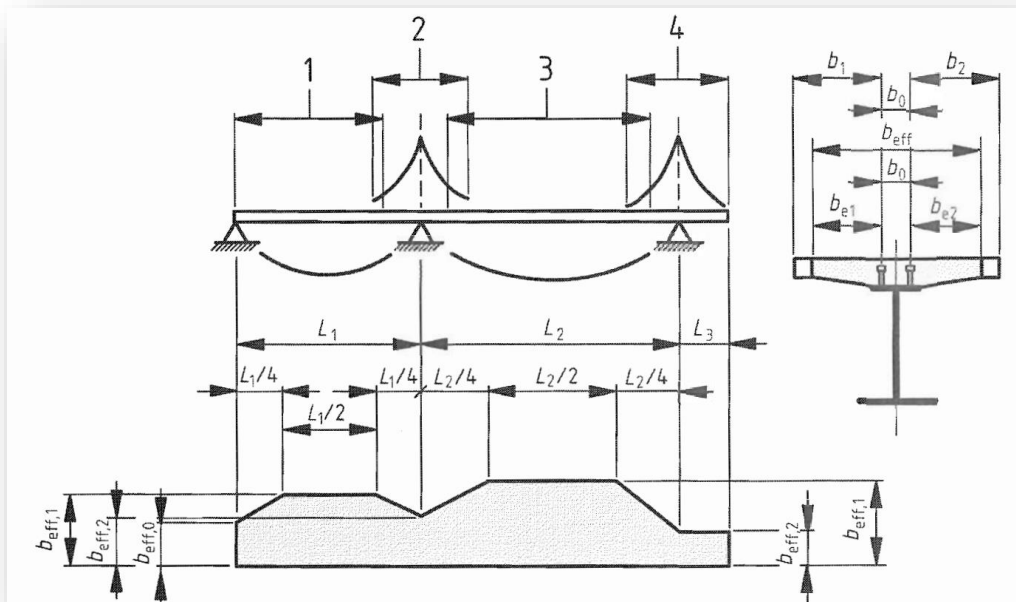
Si alguna de estas condiciones no se cumple, se emitirá el correspondiente mensaje de error al calcular la viga mixta.

2.6.2.3 Flexión

En el programa se admite solo el caso de perfiles en I no embebidos con pernos metálicos con cabeza como conectores de cortante.

2.6.2.3.1 Ancho eficaz de la cabeza de hormigón

De acuerdo con el apartado 5.4.1.2, a cada lado del eje de la viga se toma el ancho de losa definido en la siguiente imagen:



- El ancho efectivo en centro de vano y apoyos interiores, será:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

- El ancho efectivo en soportes extremo, será:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei}$$

$$\beta_i = 0,55 + 0,025 \cdot L_c / b_{ei} \leq 1$$

Siendo

- b_0 distancia entre los conectores externos (en la sección).
= 0 en análisis de edificios (este criterio es el utilizado en el programa)
- b_{ei} ancho efectivo a cada lado, medido desde b_0
= $\min (L_c / 8; b_i)$

- b_i $\frac{1}{2}$ de la distancia entre vigas (descontando sus b_0), pero no mayor que la distancia al borde del hormigón, medido sobre el eje del ala.
- L_c distancia aproximada entre puntos de momento nulo. En típicas vigas mixtas continuas puede adoptarse (si la resistencia o la rigidez rotacional influyen en la distribución de momentos, será necesario un cálculo más preciso):
- = $0,85 \cdot L$, para $b_{eff,1}$ en vanos extremo de longitud L
 - = $0,25 \cdot (L_1 + L_2)$, para $b_{eff,2}$ en soportes interiores entre vanos de longitud L_1 y L_2
 - = $0,70 \cdot L$, para $b_{eff,1}$ en vanos interiores de longitud L
 - = $2 \cdot L$, para $b_{eff,2}$ de voladizos de longitud L .

El valor de L_c se calcula en el programa en base a la gráfica de momentos resultante del análisis.

En el programa el usuario define un ancho 'nominal' de esta cabeza, que es el que aparece en la vista 3D de la estructura o en los planos de la viga mixta y es utilizado para calcular la rigidez de la viga (para el cálculo de esfuerzos de la estructura).

En el cálculo de la resistencia a flexión de la viga mixta, el programa considera un ancho eficaz variable a lo largo de la viga (tanto para el hormigón como para las armaduras a tener en cuenta) no mayor de ese ancho nominal ni mayor del ancho efectivo definido en la norma.

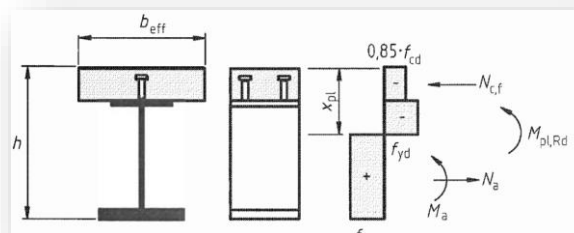
Se considera que la inercia efectiva de la viga mixta, I_{eff} , es un porcentaje de la inercia equivalente, I_{eq} , de la viga mixta, de acuerdo con el método simplificado definido en 5.4.2.2 para tener en cuenta la fluencia y retracción del hormigón así como la eficacia de la conexión de cortante en el análisis de esfuerzos global de la estructura. Para ello, el usuario define un porcentaje del módulo de Young del hormigón a considerar.

2.6.2.3.2 Resistencia a flexión positiva

La resistencia a flexión positiva, $M_{pl,Rd}$, puede calcularse con la distribución plástica de tensiones (y siendo indiferente si la construcción es apuntalada o no) si en el perfil metálico es de Clase 1 o 2, de acuerdo con EN 1993, teniendo en cuenta que el ala en contacto con la losa puede considerarse siempre de clase 1.

Para secciones mixtas a flexión positiva con acero S420 o S460 se establecen condiciones adicionales no consideradas en el programa, por lo que en **Tricalc** se limita el acero seleccionable en vigas mixtas hasta el S350.

La distribución de tensiones en flexión positiva sería:



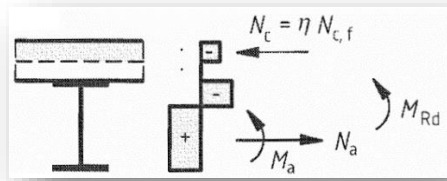
En el caso de una conexión de cortante parcial, en edificios, (apartado 6.2.1.3), se limita la profundidad de la cabeza de compresión de la sección situada por encima del perfil metálico, de forma que el valor de la compresión en esa zona es:

$$N_c = \eta \cdot N_{c,f}$$

Siendo

- N_c compresión reducida del ala eficaz de hormigón, por reducción de la altura de la cabeza de compresión de hormigón respecto al caso con conexión completa
- $N_{c,f}$ compresión del ala eficaz de hormigón, en caso de conexión de cortante completa

η grado de eficacia de la conexión de cortante, entre 0,40 y 1

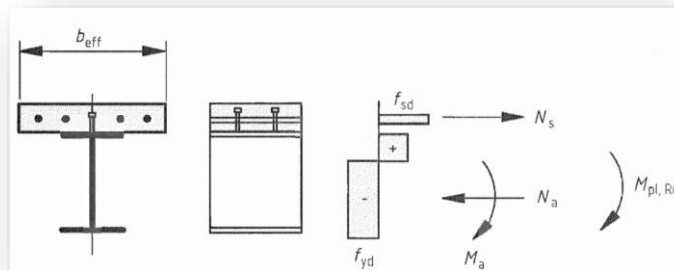


2.6.2.3.3 Resistencia a flexión negativa

La resistencia a flexión negativa, $M_{pl,Rd}$, puede calcularse con la distribución plástica de tensiones si se cumple que:

- La sección es de Clase 1 o 2, de acuerdo con EN 1993.
- Hay conectores entre acero y hormigón en esa zona
- Las armaduras de negativos en la zona de ancho efectivo están ancladas convenientemente

Todo ello se cumple en el programa. La distribución de tensiones en flexión negativa sería:



2.6.2.4 Cortante

De acuerdo con el apartado 6.2.2.2, la resistencia a cortante de la viga mixta no embebida se calcula como la resistencia del perfil metálico aislado, $V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd}$, según EN 1993-1-1, 6.2.6.

La resistencia a pandeo por cortante, $V_{b,Rd}$, se calcula según EN 1993-1-5, 5.

2.6.2.5 Interacción entre flexión y cortante

Si el cortante de cálculo supera $\frac{1}{2}$ de la resistencia a cortante o pandeo por cortante, $V_{Ed} > 0,5 \cdot \min \{V_{pl,Rd}; V_{b,Rd}\}$, en perfiles de Clase 1 o 2, se reduce la tensión en flexión del alma del perfil a:

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2$$

$$V_{Rd} = \min \{V_{pl,Rd}; V_{b,Rd}\}$$

2.6.2.6 Eficacia de la conexión de cortante

La eficacia de la **conexión de cortante**, η , es un dato que fija el usuario, no pudiendo definirse, para esta norma, valores menores del 40%. En función de dicho dato, se dimensionan los conectores de cortante.

De acuerdo con 6.6.1.2, para que la conexión de cortante pueda ser parcial y la distribución de los pernos pueda ser uniforme, los pernos deben ser dúctiles: pernos con cabeza de longitud mayor o igual a 4 diámetros y con diámetro nominal del vástago entre 16 mm y 25 mm. En ese caso, la degradación de la conexión $\eta = n / n_f$, cumplirá (válido para perfiles metálicos en I o H de alas iguales):

$$L_e \leq 25 \rightarrow \eta \geq 1 - (355 / f_y) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L_e), \quad \eta \geq 0,4$$

$$L_e > 25 \rightarrow \eta \geq 1$$

Siendo

L_e	distancia entre puntos de momento nulo (en positivos), [m].
n_f	número de conectores en el vano para la conexión total
n	número de conectores dispuesto (para la conexión parcial)
f_y	límite elástico del acero estructural [MPa]

También se consideran dúctiles los pernos con cabeza si se cumplen todas las condiciones siguientes (cláusula EN 1994-1-1, 6.6.1.2(3)):

- Su longitud es no menor de 76 mm y el diámetro nominal del vástago es de 19 mm
- La viga es I o H laminada o armada de alas iguales
- La losa es mixta sobre chapa con nervios perpendiculares a la viga en cuestión
- Existe un conector por cada nervio de la chapa, en el plano del alma de la viga o al tresbolillo
- La chapa cumple que $b_0 / h_p \geq 2$ y $h_p \leq 60$ mm

En el Informe de comprobación se indica si se cumplen o no estas condiciones. Entonces, la degradación de la conexión $\eta = n / n_f$, cumplirá:

$$L_e \leq 25 \rightarrow \eta \geq 1 - (355 / f_y) \cdot (1,0 - 0,04 \cdot L_e), \quad \eta \geq 0,4$$

$$L_e > 25 \rightarrow \eta \geq 1$$

2.6.2.7 Rasante longitudinal entre hormigón y perfil metálico

El rasante entre hormigón y acero será resistido por los conectores de cortante. Para el programa, siempre serán del tipo perno (espárrago liso) con cabeza conforme a la norma ISO EN 13918. Para que puedan distribuirse uniformemente entre dos secciones críticas de la viga, se debe cumplir:

- Todas las secciones críticas del vano son de Clase 1 o 2
- El coeficiente de eficacia de la conexión de cortante, η , cumple los mínimos indicados en el apartado anterior
- El momento plástico resistente, $M_{pl,Rd}$, de la sección mixta es $\leq 2,5 \cdot M_{pl,a,Rd}$ del perfil metálico aislado

Estas verificaciones aparecen en el Informe de comprobación del programa.

En flexión positiva, entre los puntos de momento máximo y momento nulo, la resistencia de los conectores, deberá ser igual al menor entre:

- Agotamiento del hormigón por compresión (incluyendo las armaduras comprimidas, si se consideran)

$$N_c = \eta \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + \eta \cdot A_{sr} \cdot f_{srd}$$
- Fluencia del acero del perfil

$$N_t = \eta \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

De forma equivalente, en flexión negativa, entre los puntos de momento máximo negativo y momento nulo, la resistencia de los conectores, deberá ser igual a:

- Fluencia de las armaduras de negativos

$$N_t = A_{sr} \cdot f_{srd}$$

Los anclajes se distribuirán uniformemente separados, de forma que $\Sigma P_{Rd} \geq \eta \cdot N$.

La resistencia de cálculo a rasante de un conector de cortante de tipo perno (espárrago liso) con cabeza (headed stud), P_{Rd} , de acuerdo al apartado 6.6.3.1 de la norma, es el menor entre:

$$P_{Rd1} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_v$$

$$P_{Rd2} = 0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / (4 \cdot \gamma_v)$$

Siendo

$$3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \rightarrow \alpha = 0,2 \cdot (h_{sc} / d + 1)$$

$$h_{sc} / d > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$\gamma_v = 1,25$ (salvo indicación en el Anexo Nacional) coeficiente parcial de seguridad

d	diámetro del vástago del perno: $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$
f_u	resistencia última a tracción del perno pero no mayor de 500 MPa
f_{ck}	resistencia característica a compresión del hormigón (probeta cilíndrica) a la edad considerada y de densidad no menor de 1750 kg/m^3
h_{sc}	altura nominal del perno, que debe cumplir $h_{sc} \geq 3 \cdot d$ (y $h_{sc} \geq h_p + 2 \cdot d$ en el caso de forjados de chapa)

En caso de forjados de chapa con nervios paralelos a la viga mixta, la resistencia a rasante, P_{Rd} , se multiplica por el factor reductor k_l (y tomando h_{sc} no mayor de $h_p + 75 \text{ mm}$):

$$k_l = 0,6 \cdot (b_0 / h_p) \cdot (h_{sc} / h_p - 1) \leq 1$$

En caso de forjados de chapa con nervios ortogonales a la viga mixta, la resistencia a rasante, P_{Rd} , se multiplica por el factor reductor k_t (y tomando $f_u \leq 450 \text{ MPa}$):

$$k_t = (0,7 / n_r^{0,5}) \cdot (b_0 / h_p) \cdot (h_{sc} / h_p - 1) \leq k_{t,max}$$

Siendo

$$b_0 \geq h_p \leq 85 \text{ mm}$$

n_r	número de conectores por nervio, no mayor de 2
$k_{t,max}$	de acuerdo a la tabla 6.2 de la EN 1994-1-1. En Tricalc se asume que el espesor de la chapa es no mayor de 1 mm.
d	diámetro nominal del perno, tal que: $d \leq 20 \text{ mm}$ si el perno se suelda atravesando la chapa $d \leq 22 \text{ mm}$ si la chapa tiene agujeros para el perno

En edificios, la máxima distancia longitudinal entre ejes de conectores será (h es el canto total de la losa):

$$\min \{6 \cdot h; 800 \text{ mm}\}$$

La separación longitudinal entre ejes de pernos debería ser no menor de $5 \cdot d$, mientras que la separación transversal, debería ser no menor de $2,5 \cdot d$ en el caso de losas y no menor de $4 \cdot d$ en el caso de forjados de chapa.

En edificios, la distancia a caras entre borde del ala y la fila de conectores más próxima será:

$$e_D \geq 20 \text{ mm}$$

Si el perno se suelda al ala pero no encima del alma:

$$d \leq 1,5 \cdot t_f$$

2.6.2.8 Rasante longitudinal en el hormigón

De acuerdo al apartado 6.6.1 de la EN 1994-1-1, la tensión tangencial (de rasante) en cualquier superficie de directriz la de la viga y generatriz en un plano perpendicular y dentro de la losa, v_{Ed} , debe ser menor de la tensión resistente.

La resistencia se evalúa en base a la EN 1992-1-1, cláusula 6.2.4(4).

En el caso de vigas mixtas con cabeza rectangular de hormigón, el programa calcula los estribos necesarios para resistir este rasante. En el caso de forjados de chapa, en el informe de comprobación se indica la cuantía de armadura horizontal y perpendicular a la viga necesaria (que normalmente es aportada por la armadura de reparto del forjado de chapa).

2.6.2.9 Resistencia al fuego

La resistencia al fuego de vigas mixtas se evalúa con los criterios de la norma EN 1991-1-2 y la EN 1994-1-2. En esencia, consiste en obtener la temperatura alcanzada en cada punto de la sección y la pérdida de

resistencia de los materiales (acero estructural, armaduras, conectores de cortante y hormigón) a causa de esa temperatura.

En situación de incendio debe tenerse en cuenta:

- A falta de otros valores definidos en los anexos nacionales, los valores recomendados para los factores parciales de seguridad del material son $\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,s} = \gamma_{M,fi,c} = \gamma_{M,fi,v} = 1,0$;
- Los efectos de las acciones $E_{fi,d,t}$ pueden ser obtenidos del análisis de la estructura a temperatura ambiente mediante la siguiente simplificación (siendo η_{fi} definido por el usuario, y que en edificios, la norma aconseja tomar como 0,65 en general y 0,70 en zonas de almacenamiento):

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d$$

- El factor reductor de la resistencia del acero estructural y de armar, $k_{y,\theta}$, se obtiene de la tabla 3.2 de la EN 1994-1-2.
- El factor reductor de la resistencia del acero de los conectores de cortante, $k_{u,\theta}$, se obtiene de la tabla 3.2 de la EN 1994-1-2.
- El factor reductor de la resistencia a compresión del hormigón, $k_{c,\theta}$, se obtiene de la tabla 3.3 de la EN 1994-1-2. Tanto la temperatura como este factor varían a lo largo de la profundidad de la fibra considerada.
- Para el cálculo de la temperatura del perfil metálico, se asume que están expuestas tres de sus caras y que su temperatura es uniforme. Su cálculo es idéntico al establecido en la EN 1993-1-2.
- Para el cálculo de la temperatura en el ancho eficaz de la losa, se asume que cada fibra paralela a la losa tiene temperatura uniforme. Los forjados de chapa se asimilan a una losa de espesor uniforme equivalente.
- La resistencia a cortante de los conectores de cortante se obtiene como la menor de las siguientes expresiones (considerando que la temperatura del conector es 80% de la temperatura del ala superior y la temperatura del hormigón es el 60% de la temperatura del ala superior):

$$P_{fi,Rd1} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd1}$$

$$P_{fi,Rd2} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd2}$$

2.7 Eurocódigo 5 y CTE DB SE-M: Proyecto de estructuras de madera

El programa **Tricalc.12** realiza la comprobación de las barras de madera existentes en la estructura según la norma EN 1995-1-1:2006 **"EUROCÓDIGO 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación"**, publicado en 2006 o el CTE DB SE-M **"Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Estructuras de Madera"**, que es una transcripción casi literal de dicho Eurocódigo en vigor desde marzo de 2006 y modificado por última vez en abril de 2009. En adelante, se referirá a estos documentos por **"EC-5"** y **"CTE SE-M"** respectivamente.

2.7.1 Cálculo de esfuerzos

La combinación de acciones se realiza conforme a EC-0 (para EC-5) o CTE DB SE (para CTE SE-M).

Se utiliza las características del material definidas en la caja **Propiedades...** de cada perfil: módulo de Young (E), módulo de cortante (G), coeficiente de dilatación térmica y densidad.

2.7.2 Estados límite últimos (E.L.U.)

El programa obtiene las sollicitaciones en los nudos de cada barra. Además, y a efectos de su comprobación, realiza un estudio en las secciones interiores de cada barra, calculando los valores de los momentos flectores, cortantes, y fuerza axial de tracción y de compresión.

El programa **Tricalc-12** realiza las siguientes comprobaciones sobre las barras de madera:

- Comprobación a flexotracción, se deben cumplir las siguientes condiciones (con $k_m = 0,7$ para secciones rectangulares y $k_m = 1,0$ para otras secciones)

$$\left(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} \right) + \left(\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} \right) + k_m \left(\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \right) \leq 1$$

$$\left(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} \right) + k_m \left(\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} \right) + \left(\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \right) \leq 1$$

- Comprobación a flexocompresión, se deben cumplir las siguientes desigualdades:

$$\begin{aligned} (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + k_m (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) &\leq 1 \\ (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) &\leq 1 \end{aligned}$$

- Comprobación a cortante y a torsión uniforme, deberá cumplirse la siguiente condición:

$$\left(\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right)^2 + \frac{\tau_{tor,d}}{k_{forma} \cdot f_{v,d}} \leq 1$$

En las fórmulas anteriores la notación utilizada es la siguiente:

$\sigma_{t,0,d} = \frac{F_x}{A_x}$	tensión normal máxima de compresión
$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_x}{A_x}$	tensión normal máxima de compresión
$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y}$	tensión normal máxima producida por un flector M_y
$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z}$	tensión normal máxima producida por un flector M_x
$\tau_{v,d} = \sqrt{\left(\frac{V_y}{A_y} \right)^2 + \left(\frac{V_z}{A_z} \right)^2}$	tensión cortante máxima producida por los cortantes V_y y V_z
$\tau_{tor} = \frac{M_x}{W_x}$	tensión cortante máxima producida por un torsor M_x
k_{forma}	= 1,20 para secciones circulares = $\min(1 + 0,15 \cdot h / b; 2,00)$ para secciones rectangulares de lados $b \times h$

2.7.2.1 Inercia variable en madera laminada

En las piezas de madera laminada de inercia variable, se comprueban también según lo especificado en el artículo "6.4.2 Vigas de canto variable a un agua" de EC-5 y el artículo "6.4.2 Vigas de canto variable y caras sin cambio de pendiente" de CTE SE-M, teniendo en cuenta, además, que las fibras pueden ser paralelas a la directriz de la barra o al lado inclinado de la misma. Se generalizan las expresiones de las normas para tener en cuenta que el momento flector puede tener un axil de compresión o tracción concomitante.

De esta forma, la tensión provocada por el momento flector en la fibra más extrema, cuando las fibras son paralelas a ese borde de la pieza será:

$$\sigma_{m,z,0,d} = (1 + 4 \cdot \tan^2 \alpha) \cdot M_{zd} / W_z \quad (\text{para CTE SE-M})$$

$$\sigma_{m,z,0,d} = M_{zd} / W_z \quad (\text{para EC-5})$$

y cuando las fibras formen un ángulo α con dicho borde:

$$\sigma_{m,z,\alpha,d} = (1 - 4 \cdot \tan^2 \alpha) \cdot M_{zd} / W_z \quad (\text{para CTE SE-M})$$

$$\sigma_{m,z,0,d} = M_{zd} / W_z \quad (\text{para EC-5})$$

En ambos casos, α es el ángulo de apertura de la barra (el ángulo formado por sus caras Y_p+ e Y_p-), aunque se toma un valor no mayor de 10° .

En el borde donde las fibras no son paralelas al mismo, debe comprobarse la tensión máxima admisible paralela a ese borde, que será:

- Si las láminas en el lado inclinado están traccionadas:

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{md}}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 \cdot f_{v,d}} \cdot \operatorname{tg} \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \right)^2}}$$

- Si las láminas en el lado inclinado están comprimidas:

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{md}}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \operatorname{tg} \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \right)^2}}$$

2.7.2.2 Zonas de vértice, barras curvas y con intradós curvo en madera laminada

En las zonas de vértice de las vigas a dos aguas, en vigas curvas de sección constante y en las vigas con intradós curvo se cumplen las especificaciones del artículo **"6.4.3 Vigas a dos aguas, curvas y curvas a dos aguas"** del EC-5 o **"6.4.3 Viga a dos aguas o con cambio de pendiente en una de las caras"** y **"6.4.4 Vigas con partes de su trazado curvas"** de CTE SE-M.

La tensión de flexión deberá cumplir, en las zonas de vértice:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r \cdot f_{md}$$

siendo k_r un factor que tiene en cuenta la reducción de la resistencia debida a la flexión de las láminas durante el proceso de fabricación.

Esta tensión de flexión en el vértice se calculará con la expresión

$$\sigma_{m,d} = k_t \cdot M_d / W_z$$

siendo k_t un factor que amplifica las tensiones en estos casos.

En la zona de vértice, la tensión de tracción máxima perpendicular a las fibras deberá cumplir

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot M_d / W_z \leq k_{dis} \cdot (V_0/V)^{0,2} \cdot f_{t,90,d}$$

siendo

k_p	factor de conversión entre tensiones paralelas y tensiones perpendiculares a las fibras;
k_{dis}	factor que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la zona de vértice;
V_0	volumen de referencia, de valor $0,01 \text{ m}^3$;
V	volumen de la zona de vértice respecto al volumen total de la pieza;
Nota	$(V_0/V)^{0,2}$ en EC-5 vale 1 para madera maciza.

2.7.3 Estados límite de servicio (E.L.S.)

El programa calcula la máxima flecha para la combinación de hipótesis más desfavorable para todas las barras horizontales o inclinadas. Si la barra es un voladizo, se calcula y comprueba la flecha en el borde; si la barra es una viga, se calcula la flecha en el punto más desfavorable, y se compara con la flecha admisible definida por el usuario en las opciones de comprobación. El cálculo, al realizarse en el Estado límite de servicio, se realiza sin mayoración de cargas.

Para el cálculo de las flechas de las barras de madera, **Tricalc-12** tiene en cuenta los siguientes aspectos:

- Deformación inicial debida a una acción (w_{ini}): Se calcula utilizando los valores medios de los coeficientes de deformación.
- Deformación final debida a una acción (w_{fin}): Se calcula en función de la flecha inicial a partir de la fórmula:

$$w_{fin} = w_{ini} (1 + \Psi_2 k_{def})$$

Donde,

k_{def}	se define en función de la clase de servicio y del tipo de madera;
Ψ_2	es el correspondiente factor de combinación de carga. En el caso de la combinación cuasipermanentes, cada término sólo se multiplicará una vez por el factor Ψ_2 .

■ Limitación de las flechas

Para la obtención de las deformaciones diferidas se utilizan los factores de carga de deformaciones definibles en la función **Cargas>Opciones...** y que se especifican en el listado de **Opciones de Cálculo**.

El programa permite obtener y limitar la flecha instantánea de las sobrecargas, la flecha activa total y la flecha total: las dos primeras con las combinaciones características y la tercera con las cuasipermanentes.

2.7.4 Estabilidad de las piezas: Pandeo por flexión y compresión combinadas

El programa calcula el pandeo de todas las barras de la estructura según los dos planos principales de la sección.

Se define como Longitud de Pandeo de una barra al producto de su longitud real por un coeficiente β llamado factor de pandeo β , mediante la expresión

$$l_p = \beta \cdot l$$

donde β es el factor de pandeo.

El factor de pandeo β una barra, en un plano determinado, está determinado por el grado de empotramiento que la barra posea en sus dos extremos, superior e inferior, izquierdo y derecho, grado que se determina en función de los valores de los factores de empotramiento k_1 y k_2 , en cada extremo de la barra. Para su determinación, el programa considera la estructura como traslacional o intraslacional, según la opción definida por el usuario en la caja de opciones de comprobación y que se refleja en el listado de **Datos de Cálculo**.

Si una barra tiene sus uniones en el nudo como articulaciones, el programa determina un valor de β en los dos planos de comprobación igual a la unidad.

Para la obtención del **Factor de Empotramiento** en un plano principal de la estructura, de un extremo de una barra cualquiera de la estructura, el programa evalúa los factores de reparto de las diferentes barras que acometen al nudo y que estén rígidamente unidas al nudo, de la forma:

$$K = \frac{\sum (I_v / L_v)}{\sum (I / L)}$$

donde,

K	Es el factor de empotramiento.
I_v / L_v	Es el cociente entre la Inercia y la longitud de todas las vigas que acometen rígidamente al nudo.
I / L	Es el cociente entre la Inercia y la longitud de todas las barras que acometen rígidamente al nudo.

El factor de Pandeo β en cada uno de los planos principales de la estructura, para una barra con factores de empotramiento K_2 (superior) y K_1 (inferior) es:

■ Estructuras Traslacionales

$$\beta = \sqrt{\frac{(1.6 + 2.4 \cdot (K_1 + K_2) + 1.1 \cdot K_1 \cdot K_2)}{K_1 + K_2 + 5.5 \cdot K_1 \cdot K_2}}$$

■ Estructuras Intraslacionales

$$\beta = \frac{3 - 1.6 \cdot (K_1 + K_2) + 0.84 \cdot K_1 \cdot K_2}{3 - (K_1 + K_2) + 0.28 \cdot K_1 \cdot K_2}$$

La condición de **Traslacionalidad** o **Intraslacionalidad** debe ser fijada por el usuario, evaluando la estructura que se quiere comprobar. La situación real de la estructura es, a veces, difícil de evaluar, encontrándose la estructura en una situación intermedia.

Una vez determinado el factor de empotramiento, el programa calcula la esbeltez simple de la barra. Se define como **Esbeltez Simple** de una barra el cociente entre la longitud de pandeo y el radio de giro en la dirección considerada. El programa considera la esbeltez en los dos planos principales de cada barra, existiendo una opción para deshabilitar la comprobación en alguno de los planos. Si se habilita la comprobación en los dos planos, la esbeltez resultante de la barra será la correspondiente al radio de giro mínimo.

El programa permite definir unos límites de la esbeltez de cada barra. Como ejemplo se pueden establecer:

Esbeltez ≤ 250 Para elementos principales, como vigas, pilares, montantes...

Esbeltez ≤ 250 Para elementos secundarios, como diagonales arriostramientos...

Cuando la esbeltez de una barra supera estos valores, el programa lo hace notar en el listado de comprobación de secciones de madera. El programa no considera ningún tipo de reducción en estos valores por la actuación de cargas dinámicas sobre la estructura. El programa no realiza ninguna comprobación con piezas compuestas.

IMPORTANTE: En el caso de haber definido nudos interiores en barras, el programa no interpreta que se trata de una misma barra con nudos interiores, por lo cual no tomará como longitud de pandeo la correspondiente a la barra completa sino a la barra definida entre dos nudos. El usuario deberá comprobar el efecto de pandeo al considerar la longitud de pandeo de toda la barra con los esfuerzos más desfavorables.

El programa permite definir para cada tipo de barra (vigas, pilares o diagonales) o cada barra individual y en cada uno de sus ejes principales independientemente, si se desea realizar la comprobación de pandeo, se desea considerar la estructura traslacional, intraslacional o se desea fijar su factor de longitud de pandeo β (factor que al multiplicarlo por la longitud de la barra se obtiene la longitud de pandeo).

Si se deshabilita la comprobación de pandeo en un determinado plano de pandeo de una barra, se considerará que el factor de pandeo ω en dicho plano es **1,0** y no se realizan las comprobaciones relativas al pandeo de la normativa. El factor de pandeo de una barra será el mayor de los factores de pandeo correspondientes a los dos planos principales de la barra.

Para la consideración del factor de longitud de pandeo β de una barra (cuando esta no es fijado por el usuario), el programa considera que el valor de **K** (factor de empotramiento) es:

1,0	Empotramiento total. En el extremo de la barra en el que exista un empotramiento total, un muro de sótano o un resorte. De esta forma, una barra con esta consideración en ambos extremos tendrá una longitud de pandeo igual a 0,5 veces su longitud si es intraslacional o 1,0 veces su longitud si es traslacional.
0,75	En el extremo de la barra en la que exista un forjado reticular o una losa maciza de forjado. De esta forma, una barra con esta consideración en ambos extremos tendrá una longitud de pandeo igual a $\approx 0,64$ veces su longitud si es intraslacional o $\approx 1,12$ veces su longitud si es traslacional.
0,0	En el extremo de la barra en el que exista una articulación. De esta forma, una barra con esta consideración en ambos extremos tendrá una longitud de pandeo igual a 1,0 veces su longitud si es intraslacional o $\approx 5,0$ veces su longitud si es traslacional.

Si el usuario fija el factor de longitud de pandeo β de una barra, el programa considerará que para esa barra la estructura es traslacional cuando β sea mayor o igual que **1,0**, e intraslacional en caso contrario.

El programa realiza la comprobación de pandeo por flexión y compresión combinadas y la comprobación a vuelco lateral de las vigas en flexocompresión.

2.7.4.1 Variables que intervienen en el cálculo

- Longitudes eficaces de pandeo

$$l_{e,y} = \beta_y l$$

$$l_{e,z} = \beta_z l$$

- Esbelteces mecánicas

$$\lambda_y = l_{e,y} / i_y$$

$$\lambda_z = l_{e,z} / i_z$$

- Esbelteces relativas

$$\lambda_{rel,y} = (\lambda_y / \pi) \sqrt{(f_{c,0,k} / E_{0,k})}$$

$$\lambda_{rel,z} = (\lambda_z / \pi) \sqrt{(f_{c,0,k} / E_{0,k})}$$

2.7.4.2 Comprobación de pandeo por flexo-compresión

Si $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ y $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ entonces se realiza la comprobación habitual a compresión o flexocompresión, según corresponda. Caso contrario las expresiones habituales se sustituyen por estas otras:

$$(\sigma_{c,0,d} / (f_{c,0,d} k_{c,y})) + (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + k_m (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / (f_{c,0,d} k_{c,z})) + k_m (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

siendo

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

$$k_y = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$$

$$k_z = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

$$\beta_c = 0,2 \quad \text{para madera maciza}$$

$$\beta_c = 0,1 \quad \text{para madera laminada y microlaminada.}$$

2.7.5 Estabilidad de las piezas: Vuelco lateral de vigas

Se considera el vuelco lateral de vigas con flexión respecto del eje de mayor inercia, que será el eje y por convenio.

Variables que intervienen en el cálculo

- Esbeltez relativa a flexión

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$$

- Tensión crítica de flexión

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,k} I_z G I_{tor}}}{l_{ef} W_y}$$

donde

I_{tor} es el módulo de torsión uniforme

W_y es el módulo resistente respecto del eje fuerte.

- Longitud eficaz de vuelco lateral

$$l_{ef} = \beta_v l$$

El factor β_v se obtiene en función de las condiciones de carga

2.7.5.1 Comprobación del vuelco lateral en flexo-compresión

Cuando actúa un momento flector $M_{y,d}$ (respecto del eje fuerte) junto con un esfuerzo axial de compresión, se debe comprobar la siguiente condición:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \right) \leq 1$$

donde k_{crit} se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} k_{crit} &= 1 && \text{para } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ k_{crit} &= 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} && \text{para } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ k_{crit} &= 1/\lambda_{rel,m}^2 && \text{para } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{aligned}$$

2.7.6 Cálculo bajo la acción del fuego

El programa calcula la estabilidad estructural de las barras de madera frente a fuego, es decir, comprueba la capacidad resistente de los elementos de madera frente a las acciones de cálculo cuando se encuentran sometidos a una **curva de incendio normal**.

Tricalc-12 realiza esta comprobación considerando el **método de la sección eficaz**, que admite una pérdida de sección resistente de las caras expuestas al fuego expresada por medio de la **profundidad eficaz de carbonización**, la cual es función del tiempo de incendio, tal y como especifica el anejo E del CTE DB SI (**Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad en caso de Incendio**), así como en la parte 1.2 del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-2:2004 **Design of timber structures – Part 1.2: General - Structural fire design**).

2.7.6.1 Valores de cálculo de las propiedades del material

Los valores de cálculo de las propiedades del elemento sometido a la acción de un fuego, se determinan mediante la siguiente expresión:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{k_{fi} f_k}{\gamma_{M,fi}}$$

donde $k_{mod,fi} = 1,0$, $\gamma_{M,fi} = 1,0$ y $k_{fi} = 1,0$.

2.7.6.2 Regla de combinación de las acciones

Durante la exposición al incendio se considerara la siguiente combinación accidental:

$$\sum \gamma_{GA} G_k + \sum \Psi_{2,i} \gamma_{QA,i} Q_{k,i} + \sum A_d(t)$$

donde, $\gamma_{GA} = 1,0$, $\gamma_{QA,i} = 1,0$ y $A_d(t)$ es el valor de cálculo de las acciones derivadas del incendio.

2.7.6.3 Carbonización de la madera

Tricalc-12 permite comprobar la resistencia a fuego de elementos de madera que se encuentran recubiertos con protección como sin ella. Para cada caso se realizan las siguientes comprobaciones:

2.7.6.3.1 Estructuras de madera sin protección

Se considera una sección nominal que se obtiene descontando a la sección inicial una profundidad carbonizada obtenida a partir de la siguiente expresión:

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

donde t es el tiempo de exposición al fuego en minutos, y β_n (velocidad de carbonización) se obtiene de la siguiente tabla.

	β_n (mm/min)
Coníferas y haya	
Madera laminada encolada con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,70
Madera maciza con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,80
Frondosas	
Madera maciza o laminada encolada de frondosas con densidad característica de 290 kg/m^3 ⁽¹⁾	0,70
Madera maciza o laminada encolada de frondosas con densidad característica $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,55
Madera microlaminada	
Con una densidad característica $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,70

⁽¹⁾ Para densidad característica comprendida entre 290 y 450 kg/m^3 , se interpolará linealmente

Se tendrán en cuenta las siguientes observaciones:

Las velocidades de esta tabla se aplican siempre que el espesor residual mínimo sea de 40 mm.

Para espesores residuales menores las velocidades de carbonización deberán incrementarse en un 50 %.

En madera maciza de frondosas con densidades comprendidas entre 290 y 450 kg/m^3 pueden obtenerse los valores de β_n por interpolación lineal.

2.7.6.3.2 Estructuras de madera con protección

En la comprobación de los elementos de madera con protección se tienen en cuenta los siguientes puntos:

- El comienzo de la carbonización se retrasa hasta el tiempo **t_{ch}** función del tipo de protección.
- La velocidad de carbonización a vez alcanzado el tiempo **t_{ch}** de comienzo de carbonización es menor hasta el tiempo de fallo de la protección, **t_f**.

Si el tiempo de fallo es inferior a 10 minutos (**t_f** < 10 min) entonces el efecto de la protección se desprecia.

En el intervalo de tiempo transcurrido entre el comienzo de la carbonización y el fallo del revestimiento (**t_f** – **t_{ch}**) la velocidad de carbonización se obtiene multiplicando la velocidad nominal por un factor **k₂**.

Una vez que se ha producido el fallo del revestimiento, la carbonización prosigue con velocidad **2β_n** hasta que se alcanza un tiempo **t_{en}** que se puede calcular mediante la expresión:

$$t_{en} = \min \left\{ 2t_f - \frac{d_1}{\beta_n}, t_f + \frac{25 - d_1}{2\beta_n} \right\} \quad \text{si } d_1 \leq 25$$

$$t_{en} = t_f \quad \text{si } d_1 > 25$$

Donde

$$d_1 = (t_f - t_{ch})k_2\beta_n$$

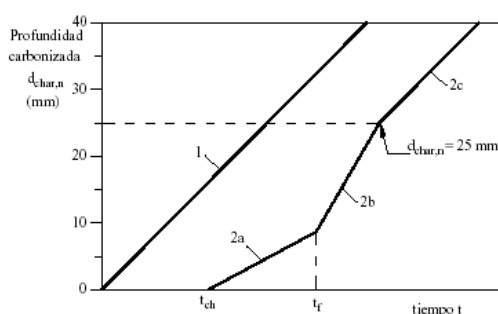


Figura VI.5.4 Relación entre profundidad carbonizada y tiempo para $t_{ch} \leq t_f$ y $t_f \geq 10$ minutos

Relación para piezas no protegidas para la velocidad de carbonización β_n

Relación para piezas protegidas cuando la carbonización comienza antes del fallo de la protección

La carbonización comienza en t_{ch} con una velocidad reducida mientras la protección se encuentra todavía en su posición

Antes de que la protección haya fallado y la carbonización comience con velocidad doble

Antes de que la profundidad carbonizada exceda de 25 mm la velocidad de carbonización se reduce a β_n

2.7.6.4 Comprobación por el método de la sección reducida

Para la comprobación de la resistencia a fuego de los elementos de madera se aplican los procedimientos generales de comprobación de secciones de madera, considerando el elemento estructural con su sección reducida por el efecto de la carbonización.

La sección reducida debe calcularse descontando, a la sección inicial, la profundidad eficaz de carbonización **def** calculada a partir de la siguiente fórmula:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

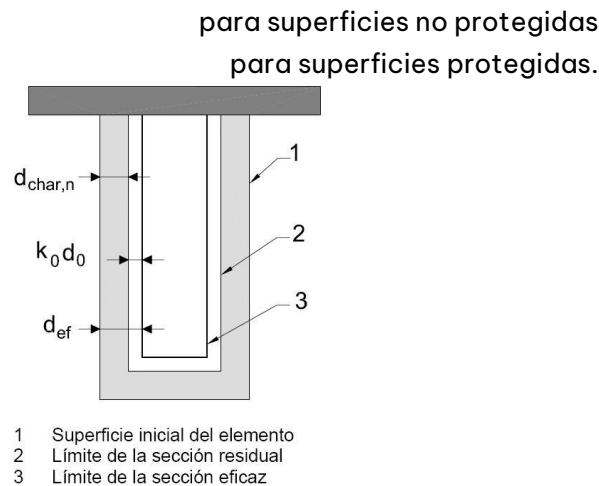
donde,

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$k_0 = \min \{t / t_0; 1,0\}$$

$$t_0 = 20 \text{ min}$$

$$t_0 = \max \{20; t_{ch}\}$$



2.7.7 Clases resistentes de madera

Las clases resistentes de madera puede ser de: especies de coníferas y chopo, especies de frondosas, madera laminada encolada homogénea y madera laminada encolada combinada.

2.7.7.1 Madera aserrada. Especies de coníferas y chopo

Para este tipo de madera en CTE SE-M y EC-5 se consideran las clases: C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45 y C50. En la tabla adjunta se relaciona cada clase resistente con sus características y resistencias.

Propiedades características		Clase resistente					
		C14	C16	C18	C20	C22	C24
Resistencia (MPa)	a Flexión	f _{m,k}	14	16	18	20	22
	a Tracción paralela	f _{t,0,k}	8	10	11	12	13
	a Tracción perpendicular	f _{t,90,k}	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	a Compresión paralela	f _{c,0,k}	16	17	18	19	20
	a Compresión perpendicular	f _{c,90,k}	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4
	a Compresión paralela	f _{v,k}	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8

a Compresión perpendicular							
a Cortante							
Módulo de Rigidez (GPa)							
Longitudinal paralelo medio	$E_{0,medio}$	7	8	9	9,5	10	11
Longitudinal paralelo 5%	$E_{0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4
Long. perpendicular medio	$E_{90,medio}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37
Transversal medio	G_{medio}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69
Densidad (Kg/m3)							
Característica	ρ_k	290	310	320	330	340	350
Media	ρ_{media}	350	370	380	390	410	420

Propiedades		Clase resistente					
Características		C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistencia (MPa)							
a Flexión							
a Tracción paralela	$f_{m,k}$	27	30	35	40	45	50
a Tracción perpendicular	$f_{t,0,k}$	16	18	21	24	27	30
	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
a Compresión paralela	$f_{c,0,k}$	22	23	25	26	27	29
	$f_{c,90,k}$	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
a Compresión perpendicular	$f_{v,k}$	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
a Cortante							
Módulo de Rigidez (GPa)							

Longitudinal paralelo medio Longitudinal paralelo 5% Long. perpendicular medio Transversal medio	E _{0,medio}	11,5	12	13	14	15	16
	E _{0,k}	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
	E _{90,medio}	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
	G _{medio}	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Densidad (Kg/m3)							
Característica	ρ _k	370	380	400	420	440	460
Media	ρ _{media}	450	460	480	500	520	550

2.7.7.2 Madera aserrada. Especies de frondosas

Para este tipo de madera en CTE SE-M y EC-5 se consideran las clases: D18, D24, D30, D35, D40, D50, D60 y D70. En la tabla adjunta se relaciona cada clase resistente con sus características y resistencias.

Propiedades		Clases resistentes							
		D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Resistencia característica (MPa)									
	a Flexión								
	a Tracción paralela								
	a Tracción perpendicular								
	a Compresión paralela								
	a Compresión perpendicular								
	a Cortante								
Módulo de Rigidez (GPa)									
Longitudinal paralelo medio	$E_{0,medio}$	10	11	12	12	13	14	17	20
	$E_{0,k}$	8,4	9,2	10,1	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Longitudinal paralelo 5%		0,67	0,73	0,80	0,80		0,93	1,13	1,33

Long. perpendicular medio	$E_{90,medio}$	0,63	0,69	0,75	0,75	0,86	0,88	1,06	1,25
Transversal medio	G_{medio}					0,81			
Densidad (Kg/m³)									
Característica	ρ_k	500	520	530	540	550	620	700	900
Media	ρ_{media}	610	630	640	650	660	730	840	1080

2.7.7.3 Madera laminada encoladas homogénea

Para este tipo de madera en CTE SE-M y EC-5 se consideran las clases: GL24h, GL28h, GL32h y GL36h. En la tabla adjunta se relaciona cada clase resistente con sus características y resistencias.

Propiedades		Clases resistentes			
		GL24h	GL28h	GL32h	GL36h
Resistencia característica (MPa)					
a Flexión	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
a Tracción paralela	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
a Tracción perpendicular	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
a Compresión paralela	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
a Compresión perpendicular	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
a Cortante	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Módulo de Rigidez (GPa)					
Longitudinal paralelo medio	$E_{0,g,medio}$	11,6	12,6	13,7	14,7
Longitudinal paralelo 5%	$E_{0,g,k}$	9,4	10,2	11,1	11,9
Long. perpendicular medio	$E_{90,g,medio}$	0,39	0,42	0,46	0,49
Transversal medio	$G_{g,medio}$	0,72	0,78	0,85	0,91
Densidad (Kg/m³)					
Característica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450
Media	ρ_{media}	---	---	---	---

2.7.7.4 Madera laminada encolada combinada

Para este tipo de madera en CTE SE-M y EC-5 se consideran las clases: GL24c, GL28c, GL32c y GL36c. En la tabla adjunta se relaciona cada clase resistente con sus características y resistencias.

Propiedades		Clases resistentes			
		GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
Resistencia característica (MPa)					
a Flexión	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
a Tracción paralela	$f_{t,0,g,k}$	14	16,5	19,5	22,5
a Tracción perpendicular	$f_{t,90,g,k}$	0,35	0,4	0,45	0,5
a Compresión paralela	$f_{c,0,g,k}$	21	24	26,5	29
a Compresión perpendicular	$f_{c,90,g,k}$	2,4	2,7	3,0	3,3
a Cortante	$f_{v,g,k}$	2,2	2,7	3,2	3,8
Módulo de Rigidez (GPa)					
Longitudinal paralelo medio	$E_{0,g,medio}$	11,6	12,6	13,7	14,7
Longitudinal paralelo 5%	$E_{0,g,k}$	9,4	10,2	11,1	11,9
Long. perpendicular medio	$E_{90,g,medio}$	0,32	0,39	0,42	0,46
Transversal medio	$G_{g,medio}$	0,59	0,72	0,78	0,85
Densidad (Kg/m³)					
Característica	$\rho_{g,k}$	350	380	410	430
Media	ρ_{media}	---	---	---	---

2.7.8 Valores de cálculo de las propiedades del material

Como propiedades del material se toman los valores característicos del mismo obtenidos a partir de las tablas de las distintas clases.

2.7.8.1 Modificación de la resistencia según la clase de servicio y la duración de la carga

Se aplica un factor k_{mod} que modifica el valor característico X_k de su resistencia de la siguiente forma:

$$X_d = k_{mod} k_h k_c \frac{X_k}{\gamma_M}$$

El valor de k_{mod} depende de la clase de servicio y de la duración de las cargas que intervienen en la correspondiente combinación de acciones.

2.7.8.2 Modificación por geometría y según la clase de madera

Se define el factor de altura k_h que se puede aplicar a $f_{m,k}$ y $f_{t,o,k}$

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{a}{h} \right)^s, k_{h0} \right\} \quad \text{con } h < a$$

donde h es el canto a flexión de la pieza o la mayor dimensión de la sección en tracción (en mm), aplicable cuando $h < a$. El resto de constantes toma los valores:

Tipo de madera	Valor		
	a	s	k_{h0}
Maciza	150	0,2	1,30
Laminada	600	0,1	1,10
Microlaminada	300	⁽¹⁾	1,20

⁽¹⁾a proporcionar por el fabricante de acuerdo a la norma UNE EN 14374.

En el programa **Tricalc**, los valores de a , s y k_{h0} son definibles por el usuario en las opciones de comprobación de madera.

2.7.8.3 Factor de carga compartida (k_c)

Puede modificar los valores de $f_{m,k}$, $f_{c,o,k}$ y $f_{t,o,k}$ de la madera maciza con un valor $k_c = 1,1$ en EC-5 (y de la madera microlaminada con un valor entre 1 y 1,2 en CTE SE-M) que tenga en cuenta la posible redistribución de cargas entre elementos, caso de no realizarse un análisis más preciso. En el programa es un valor definible por el usuario.

2.7.8.4 Coeficiente parcial de seguridad (γ_M)

Toma los valores 1,30, 1,25 o 1,20 según se trate de madera maciza, madera laminada encolada o microlaminada respectivamente.

En combinaciones accidentales toma el valor 1,0.

2.8 Eurocódigo 6 y CTE DB SE-F: Proyecto de Estructuras de Fábrica

El programa **Tricalc** realiza la comprobación de los muros resistentes de fábrica (de ladrillo, bloques de hormigón ordinario y celular de autoclave, piedra o Termoarcilla®) existentes en la estructura según la norma EN 1996-1-1:2005 **"EUROCÓDIGO 6: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1: Reglas generales para edificios. Reglas para fábrica y fábrica armada"**, publicado en 2005 o el CTE DB SE-F **"Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Estructuras de Fábrica"**, que es una transcripción casi literal de dicho Eurocódigo, en vigor desde marzo de 2006 (actualizado por última vez en abril de 2009) y que deroga a la norma NBE FL-90 hasta entonces vigente. En adelante, se referirá a estos documentos por **"EC-6"** y **"CTE SE-F"** respectivamente.

El CTE DB SE-F es de aplicación al seleccionar la Normativa "España (EHE, EFHE, NCSE y CTE)".

El EC-6 es de aplicación al seleccionar la Normativa "Eurocódigos Estructurales", "España (EHE, EFHE, NCSE, EA-95, NBEs, EC5 y EC6)" o la norma Portuguesa.

Para las normas de México D.F., México-USA y Chile se utilizan la norma mexicana "Normas Técnicas Complementarias de Mampostería" de 2004.

La FL-90 es de aplicación al seleccionar la Normativa "España (EH-91, EF-96, NCSE, EA-95, FL-90 y NBEs)", para fábricas que no sean de Termoarcilla ni de bloques de hormigón.

Para el resto de normas y materiales de la fábrica se utiliza el EC-6.

Desde el punto de vista de su función estructural, estos muros transmiten las cargas gravitatorias a la cimentación y proporcionan rigidez al edificio frente a las cargas horizontales (viento y sismo fundamentalmente), especialmente en su propio plano.

Quedan fuera del ámbito de aplicación los muros capuchinos (muros compuesto por dos muros de una hoja paralelos enlazados por llaves), y los muros doblados (muros compuestos por dos hojas paralelas del mismo o distinto material con una junta continua dispuesta entre ellas en el interior del muro). Los muros de cerramiento al revestir exteriormente la estructura no contribuyendo a su resistencia, no deben introducirse en el modelo, al igual que los tabiques.

Los muros de ladrillo, bloques de hormigón (ordinario o celular de autoclave) o Termoarcilla pueden contar con armadura horizontal prefabricada en sus tendeles (armaduras de tendel). Los muros de ladrillo, bloques huecos de hormigón (ordinario o celular de autoclave) y de Termoarcilla también pueden tener armadura vertical (prefabricada o no en el primer caso, sólo prefabricada en el segundo). Dichas armaduras contribuyen a la resistencia a flexión de estos muros.

Los muros de piedra (granito o arenisca) estarán formados por piezas sensiblemente paralelepípedicas, asentadas con mortero en hiladas sensiblemente horizontales.

2.8.1 Propiedades de muros de fábrica

Las propiedades mecánicas de los muros de fábrica son inicialmente calculadas por el programa de acuerdo con lo especificado por EC-6 y CTE SE-F, si bien son modificables por el usuario. En el listado de **Informe Muros de Piezas** se indican las características asignadas a cada muro de la estructura.

Para el cálculo de las características del muro, se utilizan los siguientes datos de partida:

Dato	Descripción
Categoría de las piezas	Se puede definir la Categoría en función de su control de fabricación: I o II. (Los productos con sello AENOR se consideran de categoría I).
$f_{b,v}$; $f_{b,h}$	Resistencia característica de las piezas a compresión vertical (perpendicular a los tendeles) y horizontal (paralelo a los tendeles). El sello AENOR exige una determinada resistencia mínima para cada tipo de pieza, por ejemplo.
Tipo de mortero	El tipo de mortero puede ser Ordinario , Fino (para juntas de entre 1 y 3 mm), Ligero de densidad entre 700 y 1500 Kg/m ³ o Muy ligero de densidad entre 600 y 700 Kg/m ³ . El mortero fino no suele emplearse en este tipo de muros.
Designación del mortero	El mortero se designa con la letra M seguida de su resistencia característica a compresión, f_m , en MPa. La serie utilizada por el programa es M1; M2; M3; M4; M5; M7,5; M10; M12,5; M15; M17,5 y M20. (La nomenclatura tradicional en España definía la resistencia en Kg/cm ² en lugar de en MPa. Así, el antiguo M20 equivale, aproximadamente, al actual M2).
Llagas llenas o a hueso	Se puede indicar si las juntas verticales (llagas) serán rellenas con mortero (llagas llenas) o no (llagas a hueso). Los muros de Termoarcilla, por ejemplo, carecen de mortero en las llagas.

Con estos datos, el programa calcula los valores de defecto de las siguientes magnitudes, de acuerdo con lo establecido en EC-6 y CTE SE-F:

2.8.1.1 Resistencia a compresión de la fábrica

La resistencia característica a compresión vertical y horizontal de la fábrica ($f_{k,v}$; $f_{k,h}$) se obtiene con las siguientes expresiones (unidades en MPa y mm):

- Para mortero ordinario, tomando f_m no mayor de 20 MPa ni mayor de $0,75 \cdot f_b$ (epígrafe C (1) del CTE SE-F) o mayor de $2 \cdot f_b$ (apartado 3.6.1.2 (2) del EC-6):

- Para el **CTE DB SE-F**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$$

siendo

$K = 0,60$ para piezas del grupo 1 (macizas);

$K = 0,55$ para piezas del grupo 2a (perforadas);

$K = 0,50$ para piezas del grupo 2b (aligeradas) y para bloques de Termoarcilla;

$K = 0,40$ para piezas del grupo 3 (huecas).

- Para el **EC-6**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

siendo

$K = 0,55$ para piezas de cerámica u hormigón (ordinario o celular) del grupo 1;

$K = 0,45$ para piezas de cerámica u hormigón (ordinario o celular) del grupo 2;

$K = 0,35$ para piezas de cerámica del grupo 3 y 4;

$K = 0,45$ para piezas de piedra natural del grupo 1;

- Para mortero fino, válido para f_m no menor de 5 MPa en CTE SE-F, tomando f_b no mayor de 50 MPa en EC-6 y de 5 MPa en CTE SE-F y f_m no mayor de 20 MPa ni mayor de $0,75 \cdot f_b$ (epígrafe C (2) del CTE SE-F):

- Para el **CTE DB SE-F y piezas de hormigón celular de autoclave**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}$$

- Para el **CTE DB SE-F y piezas de otro material**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$$

siendo

$K = 0,80$ para bloques de hormigón celular de autoclave

$K = 0,70$ para piezas del grupo 1 (macizas);

$K = 0,60$ para piezas del grupo 2a (perforadas);

$K = 0,50$ para piezas del grupo 2b (aligeradas) y para bloques de Termoarcilla;

- Para el **EC-6**

$f_k = K \cdot f_b^{0,85}$ para piezas de hormigón (ordinario o celular) y cerámicas de los grupos 1 y 4

$f_k = K \cdot f_b^{0,7}$ para piezas cerámicas de los grupos 2 y 3

siendo

$K = 0,75$ para piezas de cerámica del grupo 1;

$K = 0,70$ para piezas de cerámica del grupo 2;

$K = 0,50$ para piezas de cerámica del grupo 3;

$K = 0,35$ para piezas de cerámica del grupo 4;

$K = 0,80$ para piezas de hormigón del grupo 1;

$K = 0,65$ para piezas de hormigón del grupo 2.

- Para mortero ligero, tomando f_b no mayor de 15 MPa (epígrafe C(3) de CTE SE-F) y f_m no mayor de 10 MPa (EC-6 apartado 3.6.1.2 (2)):

- Para el **CTE DB SE-F**

$f_k = 0,80 \cdot f_b^{0,65}$ para bloques de hormigón celular de autoclave

$f_k = 0,70 \cdot f_b^{0,65}$ para el resto de casos

- Para el **EC-6**

$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$

siendo

$K = 0,40$ para piezas de cerámica del grupo 1;

$K = 0,30$ para piezas de cerámica del grupo 2;

$K = 0,25$ para piezas de cerámica del grupo 3 y 4;

$K = 0,45$ para piezas de hormigón ordinario o celular.

- Para mortero muy ligero, tomando f_b no mayor de 15 MPa (epígrafe C(3) de CTE SE-F) y f_m no mayor de 10 MPa (EC-6 apartado 3.6.1.2 (2)):

- Para el **CTE DB SE-F**

$f_k = 0,80 \cdot f_b^{0,65}$, para bloques de hormigón celular de autoclave

$f_k = 0,55 \cdot f_b^{0,65}$. Para el resto de casos

- Para el **EC-6**

$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$

siendo

$K = 0,30$ para piezas de cerámica del grupo 1;

$K = 0,25$ para piezas de cerámica del grupo 2;

$K = 0,20$ para piezas de cerámica del grupo 3 y 4;

$K = 0,45$ para piezas de hormigón ordinario o celular de autoclave.

De acuerdo con el apartado 3.6.2.1 de EC-6, el valor de f_k en la dirección paralela a los tendeles ($f_{k,h}$) correspondiente a piezas del grupo 2a, 2b y 3 será la mitad del calculado con las expresiones anteriores. Esta prescripción no se contempla en el CTE SE-F.

2.8.1.2 Resistencia a cortante de la fábrica

La resistencia característica a cortante de la fábrica (f_{vk}) se obtiene con las expresiones (3.5) y (3.6) del EC-6 o las expresiones 4.1, 4.2 y 4.3 del CTE SE-F. Depende, entre otras cosas, de la tensión de compresión existente, por lo que no se puede dar un valor "a priori" de un determinado muro. Esta resistencia no podrá superar, en ningún caso, un determinado valor máximo ($f_{vk,máx}$). También se puede especificar la resistencia a corte puro, f_{vko} (resistencia a cortante con tensión de compresión nula).

Ambos valores ($f_{vk,máx}$ y f_{vko}), se calcula de acuerdo a las siguientes tablas:

Tabla 4.5 del CTE SE-F (adaptada a Tricalc)

Piezas	Resistencia del mortero	f_{vko}	$f_{vk,máx}$

	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Piezas del grupo 1 (macizas)	10 a 20	0,30	1,7
	2,5 a 9	0,20	1,5
	1 a 2	0,10	1,2
Piezas del grupo 2a (perforadas)	10 a 20	0,30	1,4
	2,5 a 9	0,20	1,2
	1 a 2	0,10	1,0
Piezas del grupo 2b (aligeradas) Piezas de Termoarcilla	10 a 20	0,20	1,4
	2,5 a 9	0,15	1,2
	1 a 2	0,10	1,0
Piezas del grupo 3 (huecas)	10 a 20	0,30	---
	2,5 a 9	0,20	---
	1 a 2	0,10	---

Además, $f_{vk,m\acute{a}x}$ no será mayor de $f_{k,v}$ ni de $f_{k,h}$. En caso de mortero ligero o muy ligero, los valores de $f_{vk,m\acute{a}x}$ y f_{vko} se obtienen de la tabla anterior considerando que $f_m = 5$ MPa.

Tabla 3.4 del EC-6 (extracto)

Piezas	f_{vko} (N/mm²)		
	Mortero ordinario		Mortero fino Mortero ligero
Cerámica	M10 – M20	0,30	0,30 0,15
	M2,5 – M9	0,20	
	M1 – M2	0,10	
Hormigón	M10 – M20	0,20	0,30 0,15
Piedra natural	M1 – M2	0,10	

En el caso de fábricas con llagas a hueso, si calculamos con el CTE SE-F, el valor de $f_{vk,m\acute{a}x}$ de la tabla se multiplica por 0,70.

2.8.1.3 Resistencia a flexión de la fábrica

La resistencia característica a flexión en el eje X del muro, f_{xk1} (es decir, la correspondiente al momento M_x , con plano de rotura paralelo a los tendeles) y la resistencia característica a flexión en el eje Y del muro, f_{xk2} (correspondiente al momento M_y , con plano de rotura perpendicular a los tendeles) vienen en CTE SE-F, indicándose en el EC-6 que deberían obtenerse mediante ensayos y aparecer en el Anejo Nacional, aunque las tablas del apartado 3.6.3 (3) sirven como alternativa.

En el programa se utilizan los valores siguientes, que son comunes en la tabla 4.6 del CTE SE-F y en las tablas del apartado 3.6.3 (3):

Tipo de pieza	Morteros ordinarios				Morteros de junta delgada		Morteros ligeros	
	$f_m < 5 \text{ MPa}$		$f_m \geq 5 \text{ MPa}$					
	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}
Cerámica	0,10	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	0,10	0,10
Sílico-calcáreos	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	---	---
Hormigón ordinario	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	---	---
Hormigón celular ($\delta < 400 \text{ kg/m}^3$) - CTE - EC6	0,05	0,40	0,10	0,40	0,15	0,20	0,10	0,15
		0,20		0,20				
Hormigón celular ($\delta \geq 400 \text{ kg/m}^3$) - CTE - EC6	0,05	0,40	0,10	0,40	0,15	0,30	0,10	0,15
		0,20		0,20				
Piedra natural	0,05	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	---	---

2.8.1.4 Módulo de elasticidad longitudinal (Young) y coeficiente de Poisson

Por defecto, y de acuerdo con EC-6 y CTE SE-F, el módulo de Young se toma como $1000 \cdot f_{k,v}$. El coeficiente de Poisson por defecto para muros de fábrica es 0,25.

2.8.2 Materiales

El hormigón de relleno a utilizar en la fábrica (por ejemplo en dinteles) se especifica de acuerdo a la normativa de hormigón definida en el programa (EHE para norma española, REBAP para norma portuguesa, etc.). También es posible, en Norma Española y Portuguesa, utilizar la denominación de EC-2 "Cx/y", donde "x" es la resistencia característica a compresión en probeta prismática e "y" esa resistencia en probeta cilíndrica.

La resistencia característica a cortante del hormigón, f_{cvk} , se toma de la tabla 3.2 de EC-6 (equivalente a la tabla 4.2 del CTE SE-F, aunque allí, de acuerdo con EHE, f_{ck} no será inferior a 20 MPa):

Clase de hormigón	C12/15	C16/20	C20/25	≥C25/30
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25
f_{cvk} (MPa)	0,27	0,33	0,39	0,45

El acero de armar para las armaduras de los dinteles, se especifica de acuerdo con la normativa de hormigón seleccionada. Las armaduras horizontales y verticales, sin embargo, responden a las posibilidades de EC-6 y CTE SE-F; es decir, formadas por barras o pletinas lisas o corrugadas y con los siguientes tipos de acero o protecciones ante la corrosión:

- Acero al carbono (es decir, sin protección).
- Acero inoxidable.
- Acero galvanizado.
- Acero con recubrimiento epoxi.

El acero laminado de los dinteles metálicos (para muros que no sean de Termoarcilla), se especifica de acuerdo con la normativa de acero seleccionada (EA-95, CTE SE-A, EAE o EC-3).

2.8.2.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

El coeficiente parcial de seguridad de la fábrica y de cálculo de las longitudes de anclaje, γ_M , puede especificarse por el usuario o bien calcularse de acuerdo a las siguientes tablas:

Tabla 4.8 del CTE SE-F

γ_M	Categoría de ejecución de la fábrica		
	A	B	C
Categoría de fabricación de las piezas	I 1,7	2,2	2,7
	II 2,0	2,5	3,0
γ_M para anclaje	1,7	2,2	---

donde la categoría de ejecución **A** requiere un control intenso de la obra, y la categoría de fabricación **I** requiere un control intenso en la fabricación de las piezas (por ejemplo, las piezas con sello de calidad AENOR).

Tabla del apartado 2.4.3 (1)P del EC-6 (extracto)

Material	γ_M				
	Clase				
	1	2	3	4	5

Elementos de categoría I	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
Elementos de categoría II	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
γ_M para anclaje	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7

En el listado de **Informe Muros Piezas** se indican los coeficientes parciales de seguridad empleados en cada muro.

2.8.3 Cálculo de la fábrica no armada

2.8.3.1 Compresión vertical y pandeo

La comprobación de un muro de fábrica no armada a compresión vertical con pandeo consiste en verificar que el axil de compresión solicitante de cálculo (N_{sd}) es no mayor del resistente (N_{Rd}). En este último se contemplan implícitamente las excentricidades (de primer orden, accidental e incluso de pandeo) según la expresión (6.2) de EC-6 (equivalente a la 5.6 del CTE SE-F):

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

donde

Φ es el factor reductor por efecto de la esbeltez y la excentricidad de carga, que se calcula de forma diferente en la base o cima del muro (Φ_i) que en la mitad de su altura (Φ_m).

t es el espesor del muro

2.8.3.2 Factor reductor por esbeltez y excentricidad

El factor reductor por esbeltez y excentricidad en la base y la cima del muro se obtienen de acuerdo con las expresiones (6.4) y (6.5) de EC-6 (5.7 a 5.9 del CTE SE-F):

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot e_i / t$$

$$e_i = |M_i / N_i| + e_a \geq e_{min}$$

siendo

$|M_i / N_i|$ la excentricidad elástica de primer orden: valor absoluto del momento de cálculo existente en la base o cima del muro dividido por el axil de compresión correspondiente. Este momento, resultado del cálculo de esfuerzos de la estructura, ya incluye los efectos de las cargas horizontales (viento, sismo y empujes del terreno, fundamentalmente) así como los provenientes de la excentricidad y empotramiento de la carga de los forjados apoyados en el muro.

e_a es la excentricidad accidental. En el EC-6 su valor se toma como $h_{ef}/450$, y si se calcula con CTE SE-F, su valor se coge de la siguiente tabla:

Categoría de ejecución		e_a
A		$h_{ef} / 500$
B		$h_{ef} / 450$
C	tramo entre forjados	20 mm
	tramo libre por arriba	50 mm

$e_{\min}$ es la mínima excentricidad a contemplar, de valor el máximo entre lo especificado en EC-6 y CTE SE-F (0,05·t) y la excentricidad mínima fijada por el usuario en cada muro (que aparece reflejada en el listado de "Informe Muros de piezas").

El factor reductor por esbeltez y excentricidad en la mitad del muro se obtienen de acuerdo con el anexo G de EC-6 (o el anejo D del CTE SE-F):

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_{k,v}}{E}}$$

$$e_{mk} = e_m = \left| \frac{M_m}{N_m} \right| + e_a \geq e_{\min}$$

siendo

$|M_m / N_m|$ la excentricidad elástica de primer orden en la mitad del muro: valor absoluto del momento de cálculo existente en esa parte del muro dividido por el axil de compresión correspondiente. Este momento, resultado del cálculo de esfuerzos de la estructura, ya incluye los efectos de las cargas horizontales (viento, sismo y empujes del terreno, fundamentalmente) así como los provenientes de la excentricidad y empotramiento de la carga de los forjados apoyados en el muro.

e_a es la excentricidad accidental (ver el caso de base y cima del muro).

$e_{\min}$ es la mínima excentricidad a contemplar, de valor el máximo entre lo especificado en EC-6 y CTE SE-F (0,05·t) y la excentricidad mínima fijada por el usuario en cada muro (que aparece reflejada en el listado de **Informe Muros de piezas**).

2.8.3.3 Excentricidad de carga de forjados

En los bordes de los forjados unidireccionales se puede definir, de forma opcional, una determinada entrega en los muros resistentes (que no sean de hormigón armado). El programa entonces asume que el apoyo "teórico" del forjado se produce a ¼ de la longitud de entrega fijada, provocando un momento de excentricidad producto de la carga transmitida por el forjado y la distancia entre el punto de apoyo y el plano medio del muro. Este momento aparece como carga de momento en barra en el zuncho de borde del forjado situado sobre el muro.

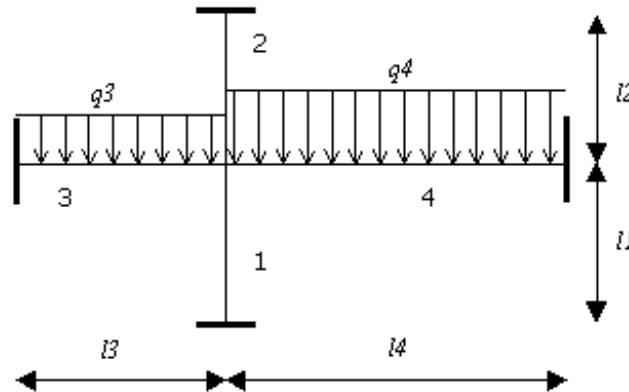
Esta excentricidad debe considerarse en los forjados apoyados en la coronación del muro (donde existe un apoyo real del forjado sobre la fábrica). También puede emplearse en forjados apoyados en alturas intermedias de los muros cuando el detalle constructivo no garantice que toda la sección del muro superior trabaje (por ejemplo mediante un angular unido al frente del forjado para que la fábrica del muro superior apoye completamente en el forjado).

2.8.3.4 Empotramiento muro – forjados

El programa calcula de forma opcional los momentos de empotramiento de las viguetas de los forjados unidireccionales en los encuentros con los muros resistentes (sean de Termoarcilla o no).

Para su cálculo, se utiliza la expresión (C.1) del anexo C de EC-6 (equivalente a la expresión 5.1 del CTE SE-F), basada en un reparto a una vuelta por el método de Cross:

$$M_i = \frac{4 \cdot E_i \cdot I_i}{\sum_{j=1}^4 \frac{4 \cdot E_j \cdot I_j}{l_j}} \cdot \left[\frac{q_3 \cdot l_3^2}{12} - \frac{q_4 \cdot l_4^2}{12} \right], \quad \forall i = 1, 2$$



Si alguna de las barras indicadas en la figura no existe, no se considera en la expresión anterior. La suma de los momentos M_1 y M_2 aparece como carga de momento en barra en la viga o zuncho de borde del forjado situado sobre el muro.

Estos momentos no inciden en el cálculo y armado de los forjados unidireccionales, que se calculan con su normativa específica (EFHE, por ejemplo).

En las fichas de forjados unidireccionales se puede definir una rigidez total **EI** que es la utilizada en la expresión anterior. Si no está definida, el programa la obtiene como la rigidez bruta del forjado calculada a partir de sus dimensiones y materiales.

Para el cálculo de la rigidez del muro, el valor del módulo de Young (E) se multiplica por el factor de rigidez a flexión definido en el muro.

Dado que en el momento de calcular este momento no se conoce el nivel de tensiones de compresión a los que estará sometido el muro, no es posible aplicar las reducciones de este momento contempladas en los párrafos (3) a (5) del mencionado anexo C del EC-6 (párrafos (4) y (8) del apartado 5.2.1 del CTE SE-F). En todo caso, es posible (y recomendable) no utilizar este momento de empotramiento en los forjados apoyados en la coronación del muro.

También, si se desea disminuir este momento de empotramiento, se puede

- Aumentar la rigidez del forjado (aumentar su canto, por ejemplo)
- Disminuir la rigidez a flexión de los muros, reduciendo su **factor de rigidez a flexión**. Reduciendo este factor también se puede simular la reducción del momento contemplada en el párrafo (3) de EC-6 o (4) del CTE SE-F antes mencionados.

2.8.3.5 Excentricidad debida al crecimiento de los muros

Si, debido al crecimiento de los muros y a su diferente espesor, se produce un cambio de posición del plano medio de un muro con respecto al del muro superior, las tensiones verticales del muro superior producirán un aumento (o disminución) de los momentos existentes en el muro inferior. Este efecto no es tenido en cuenta por el programa en la fase de cálculo de esfuerzos (los muros se calculan siempre respecto de su plano de definición), pero sí, de forma opcional, en la fase de cálculo/comprobación del muro. En el listado del **"Informe Muros de piezas"** se especifica, para cada muro, la excentricidad producida (distancia entre los planos medios del muro inferior y superior) así como el máximo y mínimo momento flector (por metro de ancho de muro) de variación que se produce en el muro inferior.

2.8.3.6 Altura, espesor efectivo y esbeltez de un muro

La altura efectiva de un muro, h_{ef} , es una fracción de su altura total (en el CTE SE-F se la denomina altura de cálculo, h_d). En una primera fase, cada muro se divide en diversas alturas por los forjados unidireccionales,

reticulares y losas horizontales que atraviere (siempre y cuando esté activada la opción de cálculo de esfuerzos de **"Considerar indeformables en su plano los forjados y losas horizontales"**).

La altura efectiva de cada uno de esos tramos se calcula entonces en función de las opciones de inestabilidad / pandeo fijadas de las opciones de cálculo de muros de Termoarcilla:

Si no se considera el pandeo, se entiende que la altura efectiva del muro es cero.

Si se fija el factor de longitud de pandeo ("**alfa**"), la altura efectiva es igual a la altura del tramo multiplicada por dicho factor.

Si se indica que el pandeo se debe comprobar como intraslacional o traslacional, la altura eficaz se calcula conforme a lo especificado en el EC-6 (que no distingue entre estructuras traslacionales e intraslacionales).

La expresión general para el cálculo de la altura eficaz definido en EC-6 (y el CTE SE-F) es

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h$$

donde **n** es el número de lados del muro que se consideran arriostrados (entre 2 y 4). En cada muro es posible indicar si los bordes laterales están o no arriostrados.

Para muros arriostrados sólo en la base y cima por forjados o losas se considera

- $\rho_2 = 1,00$ si la excentricidad de la carga en la cima del muro es mayor de $0,25 \cdot t$
- $\rho_2 = 0,75$ en el resto de casos

Para muros arriostrados en la base, la cima y un borde lateral (L es la longitud horizontal del muro):

- Si $L \geq 15 \cdot t$, como en el caso anterior
- Si $L < 15 \cdot t$ y $h \leq 3,5 \cdot L$

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot L} \right)^2} \cdot \rho_2$$

Si $L < 15 \cdot t$ y $h > 3,5 \cdot L$

$$\rho_3 = \frac{1,5 \cdot L}{h}$$

$$\rho_3 \geq 0,3$$

en el caso del **EC-6**

Para muros arriostrados en los cuatro lados:

- Si $L \geq 30 \cdot t$, como arriostrado sólo en la base y la cima
- Si $L < 30 \cdot t$ y $h \leq 1,15 \cdot L$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{L} \right)^2} \cdot \rho_2$$

- Si $L < 30 \cdot t$ y $h > 1,15 \cdot L$

$$\rho_4 = \frac{0,5 \cdot L}{h}$$

El espesor efectivo del muro, t_{ef} , se toma igual a su espesor nominal. En el CTE SE-F, se le denomina espesor de cálculo, t_d .

La esbeltez de un muro, h_{ef} / t_{ef} , no será mayor de 27. Si lo es, y además el axil de cálculo es $N_d > 0,1 \cdot A \cdot f_d$, al muro se le asignará una error de esbeltez excesiva.

La longitud, altura, altura efectiva y esbeltez máximas de cada muro aparecen reflejadas en el listado de **Informe Muros de piezas**.

2.8.3.7 Axil más flexión

Cuando la compresión no es vertical, se debe comprobar:

$$e = |M_{Sd} / N_{Sd}| < 0,5 \cdot t$$

$$|N_{Sd}| \leq N_{Rd} = (1 - 2 \cdot e/t) \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$$

Cuando el axil es nulo o de tracción; o bien la anterior comprobación falla, se utilizan las expresiones (6.14) y (6.15) de EC-6 generalizadas:

$$\frac{|M_{Sd}|}{Z} - \frac{N_{Sd}}{A} \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$\frac{|M_{Sd}|}{Z} + \frac{N_{Sd}}{A} \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_M}$$

donde

M_{Sd}	es el momento solicitante de cálculo por unidad de ancho de muro
N_{Sd}	es el axil solicitante de cálculo, considerándolo positivo si es de tracción
Z	es el módulo resistente de la fábrica: $Z = t^2 / 6$ (por unidad de ancho de muro)
A	es el área de la sección: $A = t$ (por unidad de ancho de muro)
f_k	es la resistencia característica a compresión de la fábrica en la dirección considerada
f_{tk}	es la resistencia característica a tracción de la fábrica en la dirección considerada. Si la excentricidad del axil supera $0,4 \cdot t$, se toma $f_{tk} = f_{xk1}$ o f_{xk2} , lo que corresponda. Si la excentricidad es menor, se toma f_{tk} como el menor entre $0,1 \cdot f_k$ y f_{vko} .

2.8.3.8 Cortante

La comprobación a cortante es la basada en las expresiones (6.12) y (6.13) de EC-6:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = f_{vk} \cdot A / \gamma_M$$

Para evaluar V_{Sd} se tienen en cuenta dos direcciones del cortante: una horizontal formada por el cortante de tensión plana (provocado por las tensiones τ_{xy}) y el cortante de flexión vertical; otra vertical formada por el cortante de tensión plana y el cortante de flexión horizontal.

■ En EC-6:

- Para evaluar la tensión resistente a cortante, f_{vk} , se utiliza la expresión (3.4) de EC-6, es decir, la menor entre:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$$

$$f_{vk} = 0,065 \cdot f_b$$

- En el caso de muros con juntas verticales sin mortero (llagas a hueso), para evaluar la tensión resistente a cortante, f_{vk} , se utiliza la expresión (3.6) de EC-6, es decir, la menor entre:

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$$

$$f_{vk} = 0,045 \cdot f_b$$

- En ambos casos, f_{vk} nunca será menor de f_{vko} . σ_d es la tensión de cálculo a compresión perpendicular al cortante considerado. Si en el muro está definida una banda antihumedad en su zona inferior, esta resistencia se reduce multiplicándola por el factor definido por el usuario en el muro.

■ En el caso del CTE SE-F, las expresiones anteriores se sustituyen por:

- Para evaluar la tensión resistente a cortante, f_{vk} , se utiliza la expresión (4.1) del CTE SE-F, es decir, la menor entre:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,36 \cdot \sigma_d$$

$$f_{vk} = 0,065 \cdot f_b$$

$$f_{vk} = f_{vk,m\acute{a}x}$$

- En el caso de muros con juntas verticales sin mortero (llagas a hueso), para evaluar la tensión resistente a cortante, f_{vk} , se utiliza la expresión (4.2) del CTE SE-F, es decir, la menor entre:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,45 \cdot \sigma_d$$

$$f_{vk} = 0,045 \cdot f_b$$

$$f_{vk} = 0,7 \cdot f_{vk,m\acute{a}x}$$

2.8.3.9 Refuerzo de integridad estructural

Los muros de bloques huecos de hormigón, aunque se calculen como fábrica no armada, deben contar con armadura vertical que garantice la integridad estructural del muro. Esta armadura se dispondrá, al menos, en los extremos e intersecciones de muros y cada no más de 4 metros.

2.8.4 Cálculo de la fábrica armada

Se consideran los dominios de deformación definidos en EC-6 y CTE SE-F (similar a los de EHE o REBAP): un diagrama de tensiones rectangular con profundidad de la cabeza de compresión $0,8 \cdot x$ y tensión de compresión f_k/γ_M o f_{ck}/γ_M . Cuando una zona comprimida incluya parte de fábrica y parte de hormigón o mortero, como resistencia de cálculo a compresión se tomará la del material menos resistente.

Los muros resistentes de Termoarcilla, podrán contar, si es necesario y así se define en las opciones, con armaduras en los tendeles y/o armaduras verticales alojadas en huecos dejados al efecto por piezas especiales de la fábrica.

Los muros resistentes de bloques de hormigón (ordinario o celular de autoclave) y de ladrillo, podrán contar, si es necesario y así se define en las opciones, con armaduras en los tendeles y/o si los bloques o ladrillos son huecos, armaduras verticales (prefabricadas o redondos) alojadas en los alvéolos de las piezas.

Las armaduras prefabricadas a disponer se toman de la base de datos de armaduras prefabricadas para muros de fábrica. Estas armaduras están formadas por dos cordones (de uno o dos redondos o pletinas) y una armadura transversal en zig-zag que los une. Cada armadura posee una determinada calidad de acero (límite elástico) una adherencia (corrugado o no) y una determinada protección (al carbono, inoxidable, galvanizado o epoxi). El programa escogerá de entre las armaduras activas que posean la calidad y protección especificadas en las opciones y que además cumplan los requisitos de recubrimientos exigidos en la normativa.

Si bien el apartado 8.2.4(2) de EC-6 y el 7.5.1 del CTE SE-F indican que el diámetro mínimo a utilizar será de 5 y 6 mm respectivamente, el programa permite utilizar armaduras con cordones de 5 mm como mínimo y diagonales de 4 mm como mínimo.

Nota: La actual redacción del CTE DB SE-F, de abril de 2009, permite que las armaduras longitudinales de tendel tengan un diámetro mínimo de 5 mm, y las diagonales en celosía de armaduras prefabricadas electrosoldadas, un diámetro de 4 o 4,5 mm.

Los muros resistentes armados se consideran homogéneos, es decir, se calcula una resistencia media proporcionada por la armadura que se supone constante en toda la superficie del muro. Para que esa hipótesis sea válida, el programa limita la distancia máxima entre armaduras exigidas por EC-6 y CTE SE-F.

2.8.4.1 Armaduras de tendel

De acuerdo con EC-6 y CTE SE-F, el recubrimiento mínimo vertical de esta armadura es de 2,5 y 2 mm, respectivamente. Esto implica, que para juntas de 1 cm, el máximo diámetro a utilizar será de 5 mm en EC-6 y 6 mm en CTE SE-F. En el caso de juntas de mortero delgadas (3 mm de altura) es necesario crear ranuras en la tabla de las piezas para que esta armadura tenga el recubrimiento indicado. El recubrimiento lateral de mortero será no menor de 15 mm, por lo que el ancho máximo de esta armadura será el espesor del muro menos 30 mm.

La separación máxima entre armaduras de tendel es de 600 mm, de acuerdo con el apartado 7.5.1 del CTE SE-F. Se utiliza también esa separación máxima para cálculo con EC-6. La separación mínima es una hilada.

La cuantía mínima de la armadura longitudinal es de un 0,03% de la sección del muro, de acuerdo con el apartado 8.2.3 de EC-6 y el 7.5.1 del CTE SE-F.

2.8.4.2 Armaduras Verticales

2.8.4.2.1 Muros de Termoarcilla

Los recubrimientos a considerar en las armaduras verticales son los mismos que en las armaduras de tendel, de acuerdo con la interpretación de EC-6 propugnada por el Consorcio Termoarcilla y el ITeC (Instituto Tecnológico de la Construcción de Cataluña, que es el ponente del CTE SE-F). Como los huecos en los que

se aloja este tipo de armadura tienen entre 30 y 40 mm de espesor, la armadura vertical habitual está formada por cordones dobles de entre 5 y 6 mm de diámetro.

La separación máxima entre armaduras verticales es de 4 metros, de acuerdo con el apartado 8.4(3) de EC-6. La separación mínima se establece en el doble de la longitud de la pieza base utilizada (es decir, en 600 mm con las dimensiones habituales de los bloques de Termoarcilla).

El ancho efectivo de cada armadura vertical será la distancia entre armaduras, pero no mayor de tres veces el espesor del muro. La cuantía longitudinal será no mayor del 4% de la sección eficaz (apartado 8.2.7(4) de EC-6 y 7.5.4 del CTE SE-F) ni menor del 0,05% en EC-6 (apartado 8.2.3(1)) ni del 0,1% de dicha sección (apartado 7.5.1 del CTE SE-F). La sección eficaz se establece como el ancho eficaz por el canto útil de la sección. Para cumplir la comprobación de $A_s \geq 0,001 \cdot A_{ef}$, se reduce el ancho eficaz a considerar si es necesario.

Cuando un muro sólo posea armadura vertical, se deberá disponer algún tipo de anclaje o llave en los tendeles que atraviese para así garantizar la traba del muro.

Nota: La disposición de armaduras verticales en muros de Termoarcilla precisa de piezas especiales no siempre disponibles.

2.8.4.2.2 Muros de Ladrillo y Bloques de hormigón ordinario o celular

El recubrimiento a considerar en las armaduras verticales (prefabricadas o no) es de 20 mm (apartado 8.2.2 (2) de EC-6 y apartado 3.3 del CTE SE-F). La armadura prefabricada vertical habitual está formada por cordones dobles de entre 5 y 6 mm de diámetro. La armadura no prefabricada está formada por entre 1 y 4 redondos.

La separación máxima entre armaduras verticales es de 4 metros, de acuerdo con el apartado 8.4(3) de EC-6. La separación mínima se establece en la distancia entre alvéolos (es decir, en 200 mm con las dimensiones habituales de los bloques huecos de hormigón).

El ancho efectivo de cada armadura vertical será la distancia entre armaduras, pero no mayor de tres veces el espesor del muro. La cuantía longitudinal será no mayor del 4% de la sección eficaz (apartado 8.2.7 (4) de EC-6 y 7.5.4 del CTE SE-F) ni menor del 0,05% en EC-6 (apartado 8.2.3(1)) ni del 0,1% de dicha sección (apartado 7.5.1 del CTE SE-F). La sección eficaz se establece como el ancho eficaz por el canto útil de la sección. Para cumplir la comprobación de $A_s \geq 0,001 \cdot A_{ef}$, se reduce el ancho eficaz a considerar si es necesario.

2.8.4.3 Resistencia a las solicitaciones normales

Para la comprobación de la resistencia a solicitaciones normales (axil más momento) de una determinada armadura situada a una determinada distancia, el programa construye una curva cerrada de interacción axil – momento de la sección en el agotamiento, siguiendo los dominios de deformación establecidos en EC-6 y el CTE SE-F.

Si la pareja de solicitaciones actuantes (N_{sd} y M_{sd}) se sitúa dentro de esa curva, la sección es correcta. El grado de sollicitación de la sección se mide por la distancia a la curva de agotamiento.

El momento de sollicitación, M_{sd} , en el caso de compresiones verticales, vendrá modificado de acuerdo con las excentricidades mínima, accidental y de pandeo que se produzcan; calculadas de acuerdo con lo indicado en el apartado **Cálculo de fábrica no armada/Compresión vertical y pandeo** de este anexo.

2.8.4.4 Resistencia a cortante

En el CTE SE-F, la contribución a la resistencia a cortante de la armadura de tendeles es la siguiente:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 2,0 \text{ MPa} \cdot t \cdot L_d$$

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot L_d$$

$$V_{Rd2} = 0,67 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot L_d / s$$

siendo

f_{vd} la resistencia de cálculo a cortante de la fábrica;

t el espesor, en su caso residual, del muro;

L_d la longitud comprimida del muro debida a las acciones verticales, equilibrando a las horizontales, descontando pues la zona de tracción, suponiendo una distribución lineal de tensiones;

s separación vertical entre las armaduras de tendel.

En el EC-6, consideramos dos casos:

- Muros sometidos a acciones horizontales en su plano: utilizamos el apartado 6.7.2, comprobando que:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 2,0 \text{ MPa} \cdot t \cdot \ell$$

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot \ell$$

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}$$

siendo

ℓ Longitud del muro

A_{sw} Área total del armado de cortante a lo largo de la parte del muro que está siendo considerada

- Muros sometidos a acciones verticales en su plano: en este caso nos servimos del apartado 6.7.3, comprobando que:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25 \cdot f_b \cdot b \cdot d$$

Siendo

f_b Resistencia a compresión en la dirección de la carga;

b Espesor del muro;

d Canto útil.

2.8.4.5 Anclaje de las armaduras

Las armaduras prefabricadas de la biblioteca pueden especificar una longitud de solape, calculada en general mediante ensayos (como permite EC-6 o CTE SE-F) y que tiene en cuenta la contribución de la armadura transversal soldada en zig-zag.

En el caso de que dicha longitud no esté establecida (sea cero) el programa calcula la longitud de anclaje de los cordones longitudinales tal y como establece el apartado 8.2.5 de EC-6 o 7.5.2 del CTE SE-F. La longitud de solape se toma entonces como dos veces la longitud de anclaje calculada, lo que corresponde a barras traccionadas cuando se solapa el 30% de las barras de la sección y la distancia libre entre solapes es menor que 10 diámetros, o el recubrimiento de hormigón o mortero es menor que 5 diámetros.

La longitud básica de anclaje en prolongación, según la expresión (8.1) de EC-6 y (7.1) del CTE SE-F es:

$$l_b = \gamma_M \cdot \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{f_{bok}}$$

donde

Φ es el diámetro equivalente de la barra de acero

f_{bok} es la resistencia característica de anclaje por adherencia

γ_M es el coeficiente parcial de seguridad para anclajes de la armadura

El valor de f_{bok} , en MPa, se toma de la siguientes tablas

f_{bok}		Armaduras confinadas			
	Hormigón	C12/15	C16/20	C20/25	$\geq C25/30$
barras lisas		1,3	1,5	1,6	1,8
resto de barras		2,4	3,0	3,4	4,1

f_{bok}	Ligante	Armaduras no confinadas				
	Hormigón	No usado	C12/15	C16/20	C20/25	$\geq C25/30$
	Mortero	M2-M5	M5-M9	M10-M14	M15-M19	M20
barras lisas		0,5	0,7	1,2	1,4	1,5
resto de barras		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5

Teniendo en cuenta que las únicas armaduras que se consideran confinadas son las de los dinteles o cargaderos.

Si el anclaje es por patilla, la longitud necesaria de anclaje se puede multiplicar por 0,7. Después del doblado debe haber una longitud recta de no menos de 5 diámetros.

Cuando la armadura existente es mayor de la estrictamente necesaria, la longitud de anclaje se reduce proporcionalmente pero no a menos de

$0,3 \cdot \ell_b$.

10 diámetros.

100 mm.

2.8.5 Cálculo de la fábrica confinada

Los muros de fábrica se consideran confinados si existen en su interior pilares y vigas de hormigón armado. Se comprueba entonces el confinamiento existente con las siguientes especificaciones del apartado 8.4 de EC-6 o 7.5.5 del CTE SE-F:

- Los pilares deben ser de sección no menor de $0,02 \text{ m}^2$ y de lados no menores de 100 mm.
- Debe haber pilares a ambos lados de los huecos de superficie mayor de $1,5 \text{ m}^2$.
- La distancia entre pilares no excederá de 4 m.

Si se incumple alguna de estas limitaciones se reflejará con un mensaje de error del muro.

Los recuadros de fábrica confinada se calculan de acuerdo con sus características como fábrica armado o fábrica no armada, si bien, de acuerdo con EC-6 y CTE SE-F, deben contar con armaduras de tendel cada no más de 600 mm. Estas armaduras deben anclarse eficazmente en los pilares que sirven de confinamiento al muro.

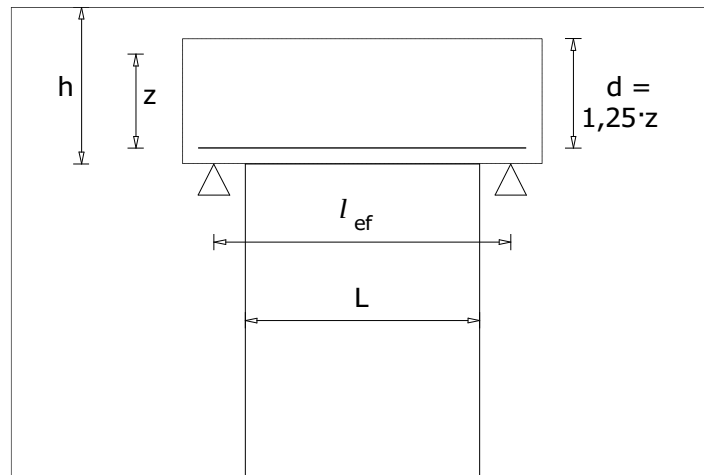
Los elementos de confinamiento, que son más rígidos que la fábrica a la que confinan, absorberán una mayor parte de las solicitaciones y tensiones existentes en el muro.

2.8.6 Dinteles

Los dinteles en los muros de Termoarcilla y de bloques de hormigón pueden construirse mediante piezas especiales de este material (zunchos) que sirven de encofrado a una viga de hormigón armado que dota de la necesaria armadura de refuerzo al dintel.

Los dinteles en los muros de fábrica (salvo Termoarcilla) pueden construirse con un perfil metálico, que debe resistir por sí mismo las sollicitaciones existentes. Además, para evitar la aparición de fisuras, se limita la flecha de este cargadero metálico a $L/500$ considerándolo biapoyado.

Los dinteles de los muros de bloques de hormigón celular de autoclave también pueden ser prefabricados de ese material con armaduras pasivas en su interior.



Los dinteles se calculan como vigas de gran canto y siguiendo las especificaciones del apartado 5.7 del CTE SE-F (similar al apartado 6.6.4 de EC-6), es decir:

- La luz efectiva (luz de cálculo) es $\ell_{ef} = 1,15 \cdot L$; siendo L la luz libre del hueco.
- El brazo de palanca de la armadura, z, es la menor dimensión entre $0,7 \cdot \ell_{ef}$ y $0,4 \cdot h + 0,2 \cdot \ell_{ef}$, siendo h la altura libre del dintel. Si $h < 0,5 \cdot \ell_{ef}$ se considera que la altura del dintel es insuficiente y se indica el correspondiente mensaje de error. En todo caso, el brazo de palanca no se considera mayor de $z = h/1,30$.
- El canto útil de la sección es $d = 1,30 \cdot z$.

El programa toma, como entrega del muro, el múltiplo de 100 mm más próximo por exceso de la longitud $\ell_{ef} - L$ (es decir, considerando que el apoyo teórico del dintel se produce en la mitad de la longitud de la entrega).

2.8.6.1 Esfuerzos a considerar

Los esfuerzos a resistir por el cargadero son:

- Para el cálculo de M_{sd} se integran las tensiones σ_x en la altura "d" del cargadero en 7 puntos de la luz libre del mismo.
- Para el cálculo de V_{sd} se integran las tensiones τ_{xy} en la altura "d" del cargadero en ambos extremos del dintel.

2.8.6.2 Dinteles de hormigón armado (muros de Termoarcilla y de bloques de hormigón)

2.8.6.2.1 Armadura longitudinal del dintel

La armadura se calcula de acuerdo a la expresión

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot z}$$

En todo caso, se verifica que el momento resistente, M_{Rd} , no es mayor que:

- En el **CTE DB SE-F**:
 - $0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 / \gamma_M$ (apartado 5.7.2)
- En el **EC-6**:

- $0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 / \gamma_M$ para piezas del grupo 1 que no sean de hormigón ligero (6.31a)
- $0,3 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 / \gamma_M$ para piezas de los Grupos 2,3 y 4 y para piezas de hormigón ligero de Grupo 1 (6.31b).

siendo

f_k el mínimo entre la resistencia característica a compresión horizontal de la fábrica ($f_{k,h}$) y la resistencia a compresión del hormigón del cargadero.

b es el ancho del cargadero, que es igual al espesor del muro.

d es el canto útil del cargadero.

La armadura dispuesta se ancla a partir del punto teórico de apoyo, es decir, a partir de la luz eficaz ℓ_{ef} .

2.8.6.2.2 Comprobación a cortante del dintel

La comprobación a cortante es:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

V_{Rd1} se calcula mediante la expresión (6.39) de EC-6:

$$V_{Rd1} = f_{vk} \cdot b \cdot d / \gamma_M$$

siendo

f_{vk} el mínimo entre la resistencia característica a cortante de la fábrica y el del hormigón de relleno del dintel.

b es el ancho del cargadero, que es igual al espesor del muro.

d es el canto útil del cargadero.

Si esta comprobación no se cumple, se añade al cortante resistido la contribución de la armadura transversal del dintel, según la expresión (6.42) de EC-6:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot d_h \cdot (A_{sw}/s) \cdot (f_{yk}/\gamma_s)$$

donde

d_h es el canto útil de la sección de hormigón exclusivamente (no se puede utilizar el canto útil del dintel porque los estribos del mismo no cubren todo ese canto).

2.8.6.3 Dinteles de acero (muros de material distinto a Termoarcilla)

Los dinteles de acero deben resistir los esfuerzos M_{Sd} y V_{Sd} de acuerdo con la normativa de acero (CTE SE-A, EC-3 o EA-95). Para ello, el programa ordena todos los perfiles útiles de la serie asignada al cargadero (HEA, HEB, IPE, ...) de menor a mayor peso (a igualdad de peso, primero el de menor canto), seleccionándose el primero que resista los esfuerzos solicitantes y posea una flecha menor de $L/500$.

2.8.6.4 Comprobación del apoyo del dintel

En el caso de muros de Termoarcilla, al ser los bloques de Termoarcilla del grupo 2b (o aligerados), no existe aumento de resistencia a compresión de la fábrica por tratarse de una carga concentrada. Sin embargo, sí se tiene en cuenta que la comprobación se realiza como tensión media a compresión en toda la superficie (A_b) de apoyo.

En el caso de muros de material distinto a la Termoarcilla tampoco se tiene en cuenta el aumento de resistencia a compresión que podría aplicarse si las piezas del muro son del grupo 1 (macizas). Como el dintel metálico suele ser de ancho menor al espesor de la fábrica, el apoyo debe realizarse mediante una pieza de ancho el espesor del muro y resistencia adecuada, recomendándose un dado de hormigón.

Por tanto, a lo largo de la longitud de entrega se integran las tensiones σ_y existentes en el muro para obtener N_{Sd} ; siendo $N_{Rd} = A_b \cdot f_{k,v} / \gamma_M$.

2.8.7 Cargas concentradas

El programa permite realizar en cualquier nudo o nodo de una pared, el peritaje de las tensiones verticales como carga concentrada. Para ello se define el tamaño del área cargada a considerar (b_{ef} y t_{ef}). La dimensión paralela al muro de este apoyo no podrá definirse como menor de 100 mm. El programa entiende que el valor de la dimensión paralela al muro se reparte a partes iguales a izquierda y derecha del nudo indicado. La dimensión perpendicular al muro podrá ser como máximo el espesor del mismo; si se indica una dimensión de valor mayor que el espesor del muro el programa ajusta automáticamente el valor del canto eficaz al espesor del muro. Si se selecciona un nudo situado sobre una de las esquinas del muro, el programa entiende que el valor del ancho indicado no se puede disponer en su totalidad, eliminando la parte de apoyo que quedaría fuera del muro y, por tanto, tomando un valor de ancho eficaz de la mitad del valor indicado.

A lo largo de la longitud de apoyo se integran las tensiones σ_y existentes en el muro para obtener N_{sd} ; siendo $N_{Rd} = \xi \cdot b_{ef} \cdot t_{ef} \cdot f_{k,v} / \gamma_M$.

El coeficiente ξ es un coeficiente de amplificación de valor entre 1,00 y 1,50 que se calcula de acuerdo con el apartado 6.1.3 de EC-6 o el Anejo F del CTE SE-F. Baste indicar aquí que para muros de Termoarcilla y muros de fábrica constituidos por piezas distintas del grupo 1 (macizas) su valor es 1,00.

Tras realizar la peritación del muro ante la carga concentrada existente, el programa mostrará información del axil solicitante a compresión N_{sd} , el axil resistente a compresión N_{Rd} y las dimensiones del apoyo consideradas, indicando si la comprobación es correcta o no.

2.8.8 Rozas y Rebajes

Las rozas y rebajes definidos no se tienen en cuenta en la etapa de modelización, cálculo de esfuerzos y obtención de tensiones. Se consideran en una peritación posterior de la resistencia del muro.

Mediante la función correspondiente se puede realizar el peritaje del muro en esa zona. Tras el peritaje el programa emitirá un mensaje en el que indicará si no es necesario tener en cuenta la roza o rebaje (de acuerdo con el capítulo 8.6 de EC-6 o el 4.6.6 del CTE SE-F), o que la comprobación es correcta o, por el contrario existen errores, en cuyo caso indicará sus características.

No se permiten rozas horizontales (o inclinadas) si existe armadura vertical en el muro. De mismo modo, no se permiten rozas verticales (o inclinadas) si existe armadura de tendeles en el muro.

De acuerdo con la tabla del apartado 8.6.2 de EC-6, no será necesario considerar la existencia de rozas o rebajes verticales en la fábrica si se cumple:

Espesor del muro (mm)	Rozas		Rebajes	
	profundidad máxima (mm)	ancho máximo (mm)	ancho máximo (mm)	espesor residual mínimo (mm)
≤ 115	30	100	300	70
116 – 175	30	125	300	90
176 – 225	30	150	300	140
226 – 300	30	175	300	175
> 300	30	200	300	215

Nota: si el espesor del muro es mayor o igual que 225 mm y la roza no se prolonga más allá de 1/3 de la altura de la planta, ésta puede tener una profundidad de hasta 80 mm y un ancho de hasta 120 mm.

De acuerdo con la tabla del apartado 8.6.3 de EC-6, no será necesario considerar la existencia de rozas horizontales o inclinadas en la fábrica si se cumple:

Espesor del muro (mm)	Profundidad máxima (mm)	
	Longitud ilimitada	Longitud $\leq 1,25$ m
≤ 115	0	0
116 – 175	0	15
176 – 225	10	20
226 – 300	15	25
> 300	20	30

Si la roza o rebaje posee una profundidad tal que el espesor residual del muro es menor o igual que 5 cm, se considera que dicha profundidad es excesiva.

El CTE SE-F es más estricto que EC-6, puesto que se aplican las limitaciones impuestas a las rozas también a los rebajes.

En el caso de Norma Española, si hay sismo definido, la profundidad de las rozas tampoco podrá superar 1/5 del espesor del muro, ni podrán dejar un espesor residual de muro menor de 12 cm (o 14 cm si la aceleración sísmica de cálculo supera 0,12·g); todo ello de acuerdo con los artículos 4.4.1 y 4.4.2 de la norma sismorresistente NCSE-02.

IMPORTANTE: En el caso de rozas o rebajes en muros de piezas huecas, previo a la realización de una roza o de un rebaje se considerará la distribución de los huecos que tenga la pieza de base ya que debido a ella se podría producir una pérdida de sección resistente y/o de aumento de la excentricidad con la que se aplican las cargas muy superior a la previsible en el caso de piezas macizas (a cuando se trabaja bajo el concepto de "sección bruta").

2.8.9 Requerimientos constructivos de la norma sismorresistente española NCSE-02 referentes a muros de fábrica

La norma sismorresistente española NCSE-02 establece los siguientes requisitos respecto a las de estructuras de muros resistentes de fábrica.

2.8.9.1 Criterio general de diseño

Cuando $0,08 \text{ g} \leq a_c \leq 0,12 \text{ g}$, la altura máxima de una estructura de muros será de 4 plantas y cada una de ellas de una altura no superior a 20 veces el espesor del muro. No se presentarán cambios de rigidez por causa de variaciones del espesor superiores a medio canto del forjado en el paso de una planta a otra.

Si $a_c > 0,12 \text{ g}$ la altura máxima será de dos plantas.

El espesor mínimo para muros exteriores será de 14 cm y de 12 cm para los interiores. Además, para una aceleración de cálculo $a_c \geq 0,12 \text{ g}$, el espesor mínimo de los muros exteriores será de 24 cm. Si se trata de muros interiores el espesor mínimo será de 14 cm.

Para los valores de $a_c \geq 0,08$ g, todos los elementos portantes de un mismo edificio se realizarán con la misma solución constructiva. Es decir, si hay muros de carga no puede haber pórticos de hormigón o acero, por ejemplo.

Ninguno de estos aspectos es comprobado de forma automática por el programa.

2.8.9.1.1 Huecos, entrepaños y rozas

La distancia entre los huecos no será menor de 60 cm, ni la existente entre un hueco y una esquina inferior a 80 cm. En caso contrario, los paños que hayan entre ellos no se considerarán resistentes y no se podrán considerar portantes.

En los muros de carga y de arriostramiento sólo se admitirán rozas verticales separadas entre sí por lo menos 2 m y cuya profundidad no excederá de la quinta parte de su espesor. En cualquier caso, el grueso reducido no será inferior a los valores especificados en el apartado anterior.

Ninguno de estos aspectos es comprobado por el programa, salvo lo indicado en el apartado **Rozas y Rebajes**.

2.8.9.1.2 Refuerzos en muros

Cuando $a_c \geq 0,12$ g, los muros de fábrica deben ser confinados por elementos verticales y horizontales a distancias menores de 5 m. Además, la diagonal de un paño entre elementos confinantes debe ser inferior a 40 veces el espesor del muro.

Cuando los elementos confinantes se realicen en hormigón, la sección transversal tendrá, al menos, 15 cm de altura y la anchura total del muro, reducida esta última, en su caso, en la cantidad mínima que se precise para la continuidad de los paramentos vistos. El armado será, al menos, de 4 $\emptyset$ 10 longitudinal más un $\emptyset$ 6 cada 25 cm como armadura transversal.

Ninguno de estos aspectos es comprobado de forma automática por el programa.

2.8.10 Resistencia al fuego de las fábricas

La resistencia al fuego de las fábricas se evalúa de acuerdo a la EN 1996-1-2:2005 + AC:2010, incluso cuando la normativa seleccionada sea el CTE, ya que, desgraciadamente, el Anejo F del CTE DB SI sobre Resistencia al fuego de la fábrica es francamente insuficiente y deja fuera la inmensa mayoría de los casos habituales.

En función del tipo de pieza de la fábrica, su mortero y posible capa de protección, la norma establece una relación entre espesor de la fábrica y resistencia al fuego (criterio R) que comporta. Para ello se definen numerosas tablas que no se reproducen en este documento.

2.9 Eurocódigo 7. Proyecto geotécnico

Al seleccionar en Tricalc la normativa ‘Eurocódigos Estructurales’, la evaluación de la cimentación se realiza de acuerdo con la norma EN 1997-1:2004+AC:2009/A1:2013 (Eurocódigo 7. Proyecto geotécnico. Reglas generales).

Ciertos parámetros del EC-7 pueden ser modificados por los Anexos Nacionales. Se indican en este apartado aquellos que están implementados en el programa en sus Anexos Nacionales: al seleccionar como normativa los Eurocódigos Estructurales, se puede indicar que se utilicen los valores definidos en el propio Eurocódigo o bien seleccionar un determinado Anexo Nacional. Recuerde además que el usuario puede crear nuevos Anexos Nacionales o los parámetros definidos en uno ya existente.

Particularmente importante es el enfoque a utilizar en los Estados Límite Últimos de estructura y geotécnicos (STR/GEO), definidos en el apartado “2.4.7.3.4. Enfoques de proyecto” de este Eurocódigo. El programa incluye los datos correspondientes al anexo nacional español (AN/UNE-EN 1997-1) y portugués (NP EN 1997-1/NA).

Anexo Nacional [D:\Arktec\Tricalc 2024.1\España (AN UNE EN).NtAx]

Descripción: España (valores de los Anexos Nacionales UNE EN) Defecto: Aceptar

País:  España Cancelar

- ☑ UNE EN 1992. Proyecto de Estructuras de Hormigón
- ☑ UNE EN 1993. Proyecto de Estructuras Metálicas
- ☑ UNE EN 1997. Proyecto geotécnico
 - ☑ Parte 1. Reglas generales
 - ☑ 2 Bases del proyecto geotécnico
 - ☑ 2.4 Proyecto geotécnico mediante cálculos

Valores de los coeficientes parciales de acciones e... Recomendados por la EN

Enfoque para los ELU de STR/GEO	Enfoque 2
Enfoque para los ELU de estabilidad global del terre...	Enfoque 3
- ☑ Anexo A Coeficientes parciales y de correlación para ELU y ELS
 - ☑ A.2 Coeficientes para el estado límite de equilibrio (EQU)
 - ☑ Tabla A.2 – Coeficientes parciales para los parámetros geotécnicos (EQU)

Valor por defecto de gamma, ϕ'	1,250000
Valor por defecto de gamma, c'	1,250000
Valor por defecto de gamma, gamma	1,000000
 - ☑ A.3 Coeficientes parciales para los ELU estructurales (STR) y geotécnicos (GEO)
 - ☑ Tabla A.4 – Coeficientes parciales para los parámetros geotécnicos (STR/GEO)

Valor por defecto de gamma, ϕ' (conjunto M2)	1,250000
Valor por defecto de gamma, c' (conjunto M2)	1,250000
Valor por defecto de gamma, gamma (conjunto M2)	1,000000

Enfoque para los ELU de STR/GEO
Enfoque a utilizar en las comprobaciones de Estado Límite Último de la estructura (STR) y el terreno (GEO) en situaciones persistentes o transitorias

2.9.1 Bases del proyecto geotécnico

Los estados límite pueden producirse tanto en el terreno como en la estructura, y también de forma combinada en ambos. Los estados límite se comprobarán por alguno de los métodos descritos en los apartados 2.4 a 2.7 de este Eurocódigo, en base a la Categoría Geotécnica del proyecto. En **Tricalc** se considera la Categoría Geotécnica 2 (Casos comunes de estructuras y cimentaciones, sin riesgos anormales) y se utiliza el método del apartado 2.4 (Proyecto geotécnico mediante cálculos).

2.9.1.1 Sistema de seguridad

En Europa, antes de este Eurocódigo, se estaban utilizando diferentes sistemas de seguridad para el cálculo geotécnico, aunque la mayoría se basaba en métodos de tensiones admisibles a partir de acciones características. Por ejemplo, en España, el CTE DB SE-C aún se basa en este método (las reacciones con coeficientes de seguridad 1,0 se comparan con la tensión admisible del terreno), eso sí, disfrazado con la utilización de diferentes coeficientes de mayoración y minoración.

Por ello, el principal objetivo de este Eurocódigo es definir un método basado en el de los coeficientes parciales, semejante al del resto de Eurocódigos.

Para los Estados Límite Últimos Estructurales y Geotécnicos (ELU, STR/GEO), con objeto de no producir una excesiva ruptura con los métodos ‘tradicionales’ (diferentes en cada país, el Eurocódigo permite utilizar tres enfoques diferentes con diferentes conjuntos de coeficientes parciales. El Anexo Nacional de cada país, podrá definir el enfoque o enfoques válidos en su territorio (y modificar el valor de dichos coeficientes parciales). Se definen 3 grupos de coeficientes:

- Acciones (A): Se refiere a los coeficientes de seguridad de las acciones (γ_F) o de sus efectos (γ_E). Se definen dos conjuntos diferentes: A1 y A2.

- **Parámetros geotécnicos (M).** Se refiere a los coeficientes de seguridad del material (γ_M). Se definen dos conjuntos diferentes: M1 y M2. Estos factores afectan tanto al valor del empuje de tierras como al cálculo de la resistencia característica del terreno (cuando se calcula de forma analítica). Son cinco:
 - $\gamma_{\varphi'}$, se aplica a la tangente del ángulo de rozamiento activo
 - $\gamma_{c'}$, se aplica a la cohesión efectiva
 - γ_{cu} , se aplica a la resistencia al corte sin drenaje. No se utiliza en el programa
 - γ_{qu} , se aplica a la resistencia a compresión simple. No se utiliza en el programa
 - γ_γ , se aplica al peso específico del terreno
- **Resistencia del terreno (R):** Se refiere a los coeficientes de seguridad de la resistencia del terreno (γ_R). Se definen cuatro conjuntos diferentes: R1 a R4. Incluyen los siguientes:
 - $\gamma_{R,v}$, para el hundimiento (capacidad portante) en cimentaciones directas
 - $\gamma_{R,h}$, para la resistencia al deslizamiento en cimentaciones directas y de contención
 - $\gamma_{R,e}$, para la resistencia por empuje pasivo (al deslizamiento, por ejemplo)
 - γ_b , para la resistencia por punta en pilotes
 - γ_s , para la resistencia por fuste en pilotes a compresión
 - γ_t , para la resistencia combinada / total en pilotes a compresión
 - $\gamma_{s;t}$, para la resistencia por fuste en pilotes a tracción

En cada enfoque se combinan conjuntos de acciones, parámetros geotécnicos y de resistencia, tal como se resume en la siguiente tabla (con indicación de cuando los factores de seguridad son diferentes de la unidad):

Enfoque		Combinación	A: acciones γ_F (o sus efectos** γ_E)	M: parámetros geotécnicos γ_M	R: resistencia del terreno γ_R
1	1	A1 + M1 + R1	Sí	No	No
	2	A2 + M2 + R1	Sólo variables (tabla A.3)	Sí	No
	2 (pilotes)	A2 + (M1 o M2) + R4	Sólo variables (tabla A.3)	Sí*	Sí
2		A1 + M1 + R2	Sí**	No	Sí
3		(A1 o A2) + M2 + R3	Sí** A1: acciones estructurales A2: acciones geotécnicas (solo variables)	Sí	No***
*M1: para resistencia de pilotes o anclajes M2: para acciones desfavorables en pilotes (rozamiento negativo, cargas laterales) **A las acciones o sus efectos ***No se minora la resistencia salvo en pilotes por fuste en tracción					

El Anexo Nacional español ha optado por el enfoque 2 (y el enfoque 3 en el ELU de estabilidad global de taludes), mientras que el portugués lo ha hecho por el enfoque 1.

2.9.1.2 Valores de cálculo

En general, para las acciones se remite a la EN 1990 y EN 1991, aunque con los coeficientes parciales de seguridad definidos en este Eurocódigo. Dichos coeficientes, como en el resto de Eurocódigos, contemplan valores diferentes para acciones favorables como desfavorables, teniendo en cuenta que las acciones

permanentes del mismo origen (peso propio, por ejemplo) se deberían tomar conjuntamente para considerar si son favorables o desfavorables (para el vuelco, por ejemplo).

Para la presión hidrostática, el Eurocódigo indica:

- Debe distinguirse entre el valor pésimo posible durante la vida útil del edificio (para los Estados Límite Últimos) y el valor pésimo esperable en condiciones normales (para los Estados Límite de Servicio).
- Para su valor de cálculo, puede aplicarse su coeficiente parcial de seguridad o un margen de seguridad del nivel freático que lo origina.

Bond and Harris (2008) sugiere, para los Estados Límite Últimos:

- Si al terreno se aplica $\gamma_G > 1$, aplicar el mismo factor a la presión del agua
- Si al terreno se aplica $\gamma_G = 1$, aplicar el mismo factor a la presión del agua, pero incrementando la altura del agua (esto afecta al conjunto A2, utilizado con enfoque 1 (combinación 2) y enfoque 3).

En Tricalc, para Estados Límite Últimos, se aplica su coeficiente parcial de seguridad (sea 1 o mayor), sin subir el nivel freático.

2.9.1.3 Valores de los coeficientes parciales

Se indican a continuación los valores recomendados en el Eurocódigo (STD), así como los valores adoptados por los Anexos Nacionales español (UNE) y portugués (NP), para las situaciones persistentes de edificios.

Todos ellos son modificables por el usuario en el programa.

No se indican los casos no contemplados en el programa (como el caso de subpresión, UPL o las estructuras distintas de edificios).

Coeficientes parciales para las acciones, γ_F (los valores de STD, UNE y NP son idénticos. Además, para el conjunto A1, coinciden con los valores de la EN 1990):

Acción			EQU	STR/GEO	
				A1	A2
Permanente	Desfavorable	γ_G	1,10	1,35	1,00
	Favorable		0,90	1,00	1,00
Variable	Desfavorable	γ_Q	1,50	1,50	1,30
	Favorable		0,00	0,00	0,00

Coeficientes parciales para los parámetros geotécnicos, γ_M (los valores de STD, UNE y NP son idénticos, salvo en el caso de UNE para el conjunto M2).

Parámetro	Símbolo	EQU	STR/GEO		
			M1	M2	
			Todos	STD y NP	UNE
Tangente del ángulo de rozamiento interno efectivo	$\gamma_{\phi'}$	1,25	1,00	1,25	1,80
Cohesión efectiva	$\gamma_{c'}$	1,25	1,00	1,25	1,80
Resistencia al corte sin drenaje	γ_{cu}	1,40	1,00	1,40	1,80
Resistencia a compresión simple	γ_{qu}	1,40	1,00	1,40	1,00
Peso específico	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Coeficientes parciales de resistencia para las cimentaciones directas y de contención, γ_R

Resistencia	Símbolo	STR/GEO			
		R1	R2		R3
		Todas	STD y NP	UNE	Todas
Hundimiento	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	2,15	1,0
Deslizamiento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,10	1,0
Empuje pasivo (salvo pantallas)	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	2,00	1,0
Empuje pasivo en pantallas	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,10	1,0

Coeficientes parciales de resistencia para pilotes hincados, γ_R

Resistencia	Símbolo	Conjunto				
		R1	R2		R3	R4
		Todos	STD y NP	UNE	Todos	Todos
Punta	γ_b	1,00	1,10	1,55	1,00	1,30
Fuste (pilotes comprimidos)	γ_s	1,00	1,10	1,55	1,00	1,30
Total/combinada (pilotes comprimidos)	γ_t	1,00	1,10	1,40	1,00	1,30
Fuste (pilotes traccionados)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,80	1,10	1,60

Coeficientes parciales de resistencia para pilotes perforados, γ_R

Resistencia	Símbolo	Conjunto				
		R1	R2		R3	R4
		Todos	STD y NP	UNE	Todos	Todos
Punta	γ_b	1,25	1,10	1,55	1,00	1,60
Fuste (pilotes comprimidos)	γ_s	1,00	1,10	1,55	1,00	1,30
Total/combinada (pilotes comprimidos)	γ_t	1,10	1,10	1,40	1,00	1,50
Fuste (pilotes traccionados)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,80	1,10	1,60

En situaciones accidentales (y sísmicas), normalmente, los coeficientes parciales γ_F (acciones), γ_E (efecto de las acciones) y γ_R (resistencias) serán 1,0, salvo lo que indique el Anexo Nacional. En el programa se adopta el valor 1,0 para γ_F y γ_E , pero los valores de γ_R son los mismos que en situaciones persistentes o transitorias, como ya se hace para el resto de los Eurocódigos.

2.9.2 Estados Límite Últimos, ELU (ULS por sus siglas en inglés)

La EN 1997 incluye los siguientes (cuando sean aplicables):

- Pérdida de equilibrio de la estructura o el terreno considerado como sólido rígido. Se identifican como EQU.
- Fallo interno o deformación excesiva de los elementos estructurales. Se identifican como STR.
- Fallo interno o deformación excesiva del terreno. Se identifican como GEO.
- Pérdida de equilibrio de la estructura o el terreno debido a subpresiones. Se identifican como UPL. No es contemplado por el programa.
- Levantamiento o inestabilidad hidráulica (sifonamiento), erosión o socavación por gradiente hidráulico. Se identifican como HYD. No es contemplado por el programa.

2.9.2.1 Comprobación del equilibrio estático, EQU

Se debe comprobar este ELU de equilibrio (EQU) global de la estructura o el terreno con:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (2.4)$$

Siendo

T_d la resistencia a cortante del terreno, que debería ser pequeña.

En el programa se utiliza esta expresión para la comprobación de vuelco y elevación de zapatas aisladas y combinadas, muros de sótano/contención y muros resistentes, aunque no se considera la contribución de T_d (salvo en el caso de zapatas profundas y poco cargadas con el método de Sultzberger).

2.9.2.2 Comprobación de resistencia para los ELU de estructura y terreno, STR/GEO

Se debe comprobar la rotura y deformación excesiva (STR y GEO) con

$$E_d \leq R_d \quad (2.5)$$

Con las acciones (E_d) y las resistencias (R_d) de acuerdo con el enfoque seleccionado, tal como se ha indicado.

2.9.3 Estados Límite de Servicio, ELS (SLS por sus siglas en inglés)

Para su comprobación, puede utilizarse una de estas estrategias:

Mediante la siguiente ecuación:

$$E_d \leq C_d \quad (2.10)$$

Comprobando que una fracción pequeña del terreno se moviliza para mantener las deformaciones dentro de los límites siempre que esto se aplica a situaciones de proyecto en que:

- No se requiere un valor de deformación para verificar el Estado Límite de Servicio
- Existe experiencia comparable con terrenos, estructuras y métodos de ejecución similares

Los coeficientes parciales serán normalmente 1,0, salvo lo que indique el Anexo Nacional (en el caso de España y Portugal se utilizarán los valores recomendados).

2.9.3.1 Valores límite para los desplazamientos de las cimentaciones

Se establecerán en el proyecto de cimentaciones, aunque puede definirse en el Anexo Nacional (cosa que no hacen ni el anexo español ni el portugués).

Se deben limitar los desplazamientos diferenciales en la cimentación para garantizar el cumplimiento de los ELS de la estructura soportada. Los valores admisibles a establecer dependen de innumerables factores. Véase el Anexo H de la EN 1997 para más información.

El programa no calcula ni comprueba los asientos diferenciales (salvo en pantallas de contención). No obstante, es posible definir en un nudo de la cimentación una acción de desplazamiento (asiento) con objeto de verificar la estructura soportada frente a dicho asiento.

2.9.4 Cimentaciones directas

2.9.4.1 Capacidad portante

Para su comprobación, puede utilizarse la expresión:

$$V_d \leq R_d \quad (6.1)$$

Siendo

R_d resistencia del terreno, de acuerdo con el apartado 2.4 de la EN 1997.

V_d acciones sobre el terreno, que debe incluir el peso de la cimentación y del relleno sobre ella

Debería utilizarse un método analítico comúnmente reconocido, por ejemplo, el del Anexo D de la EN 1997 (que se indica más adelante).

La resistencia R_d debería evaluarse a corto y largo plazo, especialmente en suelos de grano fino, aunque el programa solo la evalúa a largo plazo con tensiones efectivas.

El método analítico puede no ser adecuado en los siguientes casos (y debería sustituirse por otro numérico):

- Sobre estratos de diferente capacidad portante, ésta debe evaluarse en cada uno de ellos.
- Para estrato débil sobre otro más resistente, la cimentación puede calcularse en base al estrato débil. Para estrato resistente sobre otro débil, debería comprobarse el punzonamiento.

De acuerdo con el Anexo D (informativo) de la EN 1997 (“Ejemplo de método analítico para calcular la capacidad portante”), la capacidad portante característica em situaciones drenadas se calcula con:

$$\frac{R_k}{A'} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (D.2)$$

- Coeficientes para la capacidad portante

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi', \text{ con } \delta \geq 0,5 \cdot \varphi' \text{ (se supone base rugosa)}$$

- Coeficientes para la inclinación de la base de la cimentación

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

- Coeficientes para la forma de la cimentación (zaparas rectangulares)

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B'/L')$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- Coeficientes para la inclinación de la carga ($H \neq 0$)

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right]^m$$

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right]^{m+1}$$

$$H \text{ paralelo a } B' \rightarrow m = m_B = \frac{2+(B'/L')}{1+(B'/L')}$$

$$H \text{ paralelo a } L' \rightarrow m = m_L = \frac{2+(L'/B')}{1+(L'/B')}$$

$$H \text{ forma ángulo } \theta \text{ con } L' \rightarrow m = m_{\theta} = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Siendo

$b_c, b_q, b_{\gamma'}$	coeficientes de cálculo de inclinación de la base de la cimentación
e_B, e_L	excentricidad de la resultante de acciones sobre la cimentación
i_c, i_q, i_{γ}	coeficientes de la inclinación de la carga
m	exponente en las ecuaciones de la inclinación, i
N_c, N_q, N_{γ}	coeficientes de la capacidad portante
q	sobrecarga unitaria a nivel de la base de la cimentación
q'	sobrecarga unitaria efectiva a nivel de la base de la cimentación
s_c, s_q, s_{γ}	coeficientes de forma de la base de la cimentación
H	carga horizontal
V	carga vertical
α	inclinación respecto a la horizontal de la base de la cimentación (en el programa es siempre 0)
φ'	ángulo de rozamiento del terreno de cálculo del suelo bajo la cimentación (que debe incluir el correspondiente coeficiente de seguridad γ_{φ} en base al conjunto de coeficientes adecuado (M1 o M2))
c'	cohesión efectiva de cálculo del suelo bajo la cimentación (que debe incluir el correspondiente coeficiente de seguridad γ_c en base al conjunto de coeficientes adecuado (M1 o M2))
γ'	peso específico efectivo de cálculo del suelo bajo la cimentación (que debe incluir el correspondiente coeficiente de seguridad γ_{γ} en base al conjunto de coeficientes adecuado (M1 o M2))
θ	ángulo de dirección de H
B	ancho de la cimentación (dimensión menor)
B'	ancho efectivo de la cimentación L longitud de la cimentación (dimensión mayor)
L	longitud de la cimentación (dimensión mayor)
L'	longitud efectiva de la cimentación
$A' = B' \cdot L'$	superficie efectiva de cálculo de la cimentación. Es la máxima sección cobaricéntrica con la componente vertical de la resultante de la sollicitación en la base del cimientto. En zapatas rectangulares $B \cdot L$ equivale a considerar una zapata equivalente $B' \cdot L'$, con (Figura D.1):

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

2.9.4.2 Grandes excentricidades

De acuerdo con el apartado 6.5.4 de la EN 1997, deben adoptarse precauciones especiales (considerar tolerancias dimensionales de la cimentación no menores de 0,10 m y revisar las acciones de cálculo) si la excentricidad excede $b/3$ en zapatas rectangulares de lado b .

Esto no es tenido en cuenta en el programa, considerando que la comprobación de vuelco proporciona suficiente seguridad frente a excentricidades excesivas. En todo caso, el programa muestra la excentricidad considerada en cada caso, pudiéndose aumentar las dimensiones de la zapata si se considerara necesario.

2.9.4.3 Resistencia al deslizamiento

La resistencia al deslizamiento se comprueba mediante:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad (6.2)$$

$$R_d = (V'_d \cdot \tan \delta_k) / \gamma_{R;h} \quad (6.3.b)$$

Siendo

R_d	resistencia a cortante de cálculo, de acuerdo con el apartado 2.4 de la EN 1997
$R_{p;d}$	valor de cálculo de la fuerza resistente producida por los empujes de tierras sobre el lateral de la cimentación (empuje pasivo). Debería reflejar la vida prevista para la estructura: en suelos arcillosos, debe considerarse la posibilidad de que el terreno se separe de las caras laterales del cimiento, o que el suelo lateral desaparezca. La consideración del empuje pasivo es opcional en el programa.
δ_k	ángulo de rozamiento cimiento – terreno. En el programa se define el coeficiente rozamiento cimiento – terreno, $\tan \delta_k$.

2.9.4.4 Cálculo estructural de las cimentaciones directas

Para los Estados Límite Últimos estructurales (STR) se remite al Eurocódigo correspondiente (es decir, EN 1992 a EN 1996 y EN 1999).

Para cimientos rígidos, puede suponerse una tensión de contacto uniformemente distribuida (que es el modelo utilizado en Tricalc para zapatas, muros resistentes y muros de sótano / contención). Puede usarse un análisis más detallado para una mayor economía (por ejemplo, en el programa pueden utilizarse resortes en la zapata de muros resistentes).

Para cimientos flexibles puede utilizarse un modelo de apoyo en medio continuo elástico o mediante un modelo de Winkler (muelles elásticos en base al coeficiente de balasto). Este es el modelo utilizado en el programa en losas de cimentación.

De acuerdo con este Eurocódigo, el comportamiento en servicio de zapatas corridas y losas debe realizarse considerando una presión de contacto que depende de la deformación del terreno y la cimentación. El programa lo realiza esta comprobación.

2.9.5 Cimentaciones por pilotes

2.9.5.1 Introducción

La situación del proyecto se considera tanto a corto como a largo plazo, y se comprueban los siguientes estados límite:

- Pérdida de la estabilidad general.
- Fallo de la capacidad portante de la cimentación por pilotes.
- Levantamiento o resistencia insuficiente a extracción.
- Fallo del terreno por las cargas laterales.
- Rotura estructural de un pilote.
- Fallo combinado del terreno y el pilote.

2.9.5.2 Capacidad portante

Para la capacidad portante, el programa realiza las comprobaciones generales del Eurocódigo 7, teniéndose en cuenta que los pilotes se pueden cargar axialmente y también transversalmente.

Para el ELU de hundimiento, se debe cumplir, para todas las combinaciones:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (7.1)$$

Donde:

$F_{c;d}$ incluye el peso propio del pilote

$R_{c;d}$ es la resistencia a compresión de cálculo. Incluye el peso de las tierras por encima de la cimentación

Si el peso del pilote y de las tierras por encima de la cimentación son similares, pueden anularse entre sí, salvo que:

- El rozamiento negativo sea significativo.
- El suelo sea muy ligero.
- El pilote sobresalga por encima del terreno.

Para los grupos de pilotes hay dos mecanismos de fallo (se escoge el peor de ellos):

- Fallo por rotura a compresión de los pilotes individuales.
- Fallo por rotura a compresión del bloque formado por los pilotes y el terreno situado entre ellos (tomado como un único pilote de gran sección).

En Tricalc se adopta un factor de grupo. Para encepados de dos pilotes separados a caras $> 0,5 \cdot D$ o encepados de 4 pilotes separados a caras $> 1,5 \cdot D$, ese factor podría ser 1,0.

Se considera la rigidez y resistencia del encepado.

La resistencia de una zona del terreno por encima y por debajo de la punta del pilote influyen en la resistencia por punta del pilote. El dato introducido por el usuario en Tricalc es la resistencia característica.

2.9.5.3 Acciones debidas al desplazamiento del terreno

La consolidación, el hinchamiento, las cargas adyacentes, la fluencia del suelo, deslizamientos y terremotos afectan a los pilotes provocando rozamiento negativo, levantamientos, tracciones, cargas transversales y movimientos.

El Eurocódigo 7 pide utilizar uno de estos dos métodos:

- El desplazamiento del terreno se trata como una acción. Se realiza un análisis de interacción para obtener las fuerzas, desplazamientos o deformaciones del pilote.
- Se introduce un límite superior de la fuerza que el terreno puede transmitir al pilote como acción de proyecto. Para ello se considera la resistencia del terreno y el origen de la carga, representada por el peso o la compresión del terreno en movimiento, o por la magnitud de las acciones que intervienen.

En Tricalc se utiliza el segundo método.

2.9.5.4 Rozamiento negativo

Si el rozamiento negativo se define como una acción para ELU (enfoque 1), su valor es el máximo que se pueda desarrollar por el asiento relativo del terreno respecto al pilote.

Para ello, se tiene en cuenta la resistencia a cortante del terreno a lo largo del fuste del pilote, la profundidad del terreno compresible, el peso del terreno y las sobrecargas que producen el asiento.

En grupos de pilotes, hay un límite superior de las fuerzas provocadas por el rozamiento negativo, en base a las sobrecargas que producen el asiento, a la consolidación o la hincada de pilotes.

Normalmente, no es necesario considerar el rozamiento negativo simultáneamente con las cargas transitorias. En Tricalc, el usuario introduce como dato la profundidad de terreno que produce el rozamiento de terreno. Además, en esa profundidad no se considera resistencia por fuste.

2.9.5.5 Resistencia a tracción del terreno

Para ELU de rotura por tracción (extracción), se debe cumplir, para todas las combinaciones:

$$F_{t;d} \leq R_{t;d} \quad (7.12)$$

Donde:

$F_{t;d}$	Tracción sobre el pilote
$R_{t;d}$	Resistencia a tracción de cálculo

Se comprueban dos mecanismos de fallo:

- El arranque de los pilotes con respecto al terreno.
- La elevación del bloque de terreno que contiene los pilotes. Normalmente este mecanismo será el importante si la distancia entre pilotes es $d \leq \sqrt{D \cdot p}$, siendo D el diámetro del pilote y p la profundidad de penetración del pilote en el trato resistente principal.

2.9.5.6 Resistencia última a tracción a partir de ensayos del terreno

Puede introducirse un coeficiente de modelo $\gamma_{R;d}$ para garantizar que la resistencia a tracción prevista es suficientemente segura.

La resistencia de cálculo a tracción de un pilote debe ser:

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t} \quad (7.15)$$

$$R_{t;k} = R_{s;k} \quad (7.16)$$

Para $\gamma_{s;t}$ véanse las tablas A.6, A.7 y A.8, salvo lo que indique el Anexo Nacional.

Para obtener $R_{t;k}$ se deben emplear una de estas dos expresiones:

$$R_{t;k} = \min \left\{ \frac{(R_{s;cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{s;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (7.17)$$

$$R_{t;k} = \sum_i A_{s;i} \cdot q_{s;i;k} \quad (7.18)$$

ξ_3, ξ_4

Coeficientes de correlación. Véase la tabla A10 y el Anexo Nacional.

$q_{s;i;k}$

valores característicos de la resistencia por fuste (en cada estrato) a partir de los valores de los parámetros del terreno.

En los anexos nacionalesle español y portugués, para $\gamma_{s;t}$, ξ_3 y ξ_4 se adoptan las tablas recomendadas.

Si se utiliza el Enfoque de Proyecto 3, los valores característicos de los parámetros del suelo se determinarán según EN 1997-1, 2.4.5. Los coeficientes parciales se aplican a estos valores para obtener los valores de cálculo de los parámetros del terreno (para obtener los valores de cálculo de la resistencia del pilote).

2.9.5.7 Resistencia a cargas laterales

El programa realiza la comprobación del pilote frente a posible rotura debida a la existencia de cargas laterales.

Para pilotes largos y esbeltos, se utiliza el modelo de viga cargada en un extremo y soportada por un medio deformable caracterizado por un coeficiente horizontal de reacción, teniéndose en cuenta la coacción al giro del encepado o estructura.

Para grupos de pilotes, se utiliza un conjunto compatible de axiles, cortantes, momentos, reacciones en el terreno y desplazamientos.

2.9.5.8 Tope estructural

Según el Eurocódigo 7, el valor del tope estructural se puede equiparar al límite que se puede imponer a la “resistencia media de compresión que actúa sobre la sección nominal del pilote para la combinación casi-permanente de acciones”. Es decir, es una comprobación ELS.

Su valor usual para edificación se establece en la Tabla AN.1:

Tabla AN.1 – Valores usuales del ‘tope estructural’ en combinación casi-permanente en edificación, $\sigma_{c,m}$ (MPa)

Tipo de pilote	Tipo de apoyo	
	Suelo firme	Roca
Entubados	5,0	6,0
Ejecutado con lodos	4,0	5,0
Ejecutado en seco	4,0	5,0
Barrenado sin control de parámetros	3,5	---
Barrenado con control de parámetros	4,0	---
Hincados, armados	$0,3 \cdot f_{ck}$	
Hincados, pretensados	$0,3 \cdot (f_{ck} - 0,9 \cdot f_p)$	
Hincados, metálicos	$0,33 \cdot f_{yk}$	

Esta tabla es casi idéntica a la Tabla 5.1 de CTE-DB-SE-C, pero allí afecta a las combinaciones ELU con $\gamma_G = \gamma_Q = 1$

2.9.6 Estructuras de contención

Este apartado afecta a muros de sótano o contención, pantallas de contención, y a muros resistentes con empuje de tierras y/o agua.

Deberían considerarse al menos los siguientes estados límite:

- Estabilidad global (círculo de deslizamiento pésimo en pantallas), EQU
- Rotura de un elemento estructural, STR
- Rotura combinada del terreno y un elemento estructural, STR/GEO
- Sifonamiento, erosión en túnel o arrastre excesivo de tierras, HYD. No se contempla en el programa
- Deformaciones excesivas del terreno, GEO. No se contempla en el programa
- Filtraciones excesivas (subpresiones), UPL. No se contempla en el programa

En muros de gravedad (muros de contención) y compuestos, además, deberían contemplarse:

- Fallo portante del terreno bajo el muro, GEO
- Deslizamiento de la base del muro, GEO
- Vuelco, EQU

En muros enterrados (pantallas de contención), además, deberían contemplarse:

- Rotura por rotación o traslación del muro
- Pérdida del equilibrio vertical

2.9.6.1 Acciones, datos geométricos y situaciones de proyecto

En el caso del peso específico del agua, debe sondearse si es dulce o salada y si tiene elementos químicos disueltos. En el programa es posible definir este dato.

Si la resistencia del terreno de intradós es necesaria para la estabilidad del muro, debería reducirse el nivel del terreno en Δa , que para control de ejecución normal debería ser:

- Para muros en ménsula, siendo H la altura del muro desde el nivel de excavación:

$$\Delta a = \min\{0,1 \cdot H; \quad 0,5 \text{ m}\}$$

- Para muros con apoyos en intradós (muros de sótano), siendo H_1 la altura del primer apoyo (forjado inferior) del muro desde el nivel de excavación

$$\Delta a = \min\{0,1 \cdot H_1; \quad 0,5 \text{ m}\}$$

A falta de otro criterio, en zapatas aisladas el programa considera $\Delta a = 0,5 \text{ m}$.

2.9.6.2 Empujes unitarios de tierras y agua

Para la evaluación de los empujes, los parámetros geotécnicos (φ' , c' , γ) deben afectarse por los correspondientes coeficientes de seguridad del material ($\gamma_{\varphi'}$, $\gamma_{c'}$ y γ_{γ}), cuyos valores dependen del conjunto utilizado (M1 o M2) que a su vez depende del tipo de estado límite de que se trate y del enfoque utilizado (si es STR/GEO).

Aunque el programa tiene en cuenta estos diferentes empujes en el dimensionado del elemento de cimentación de que se trate, a la hora del análisis global de esfuerzos de la estructura, al evaluar los empujes en muros de sótano y muros resistentes, se realiza la siguiente simplificación:

- Se utiliza el conjunto M1 (que por defecto implica $\gamma_{\varphi'} = \gamma_{c'} = \gamma_{\gamma} = 1,0$).
- Las combinaciones en Estado Límite Último de la EN 1990 serán iguales a las de la EN 1997 si los coeficientes parciales de seguridad de las acciones son los del conjunto A1 (que por defecto son iguales a los de la EN 1990).

Esto implica que:

- Para el enfoque 1 (que es el definido en el Anexo Nacional portugués), los resultados del análisis global coinciden con los de las combinaciones tipo 1 de este enfoque (A1 + M1 + R1)
- Para el enfoque 2 (que es el definido en el Anexo Nacional español), los resultados del análisis global coinciden con los de la EN 1997, que en este caso utiliza las combinaciones (A1 + M1 + R2)
- Para el enfoque 3, que implica el uso de las combinaciones ((A1 o A2) + M2 + R3), donde a las acciones geotécnicas se debe usar el conjunto A2, la presión de tierras y agua característica se infravalorará respecto a lo indicado en la EN 1997, mientras que los coeficientes parciales de seguridad de las acciones se sobrevalorarán respecto a lo indicado en la EN 1997.

Veamos un ejemplo con un empuje en reposo de un terreno con $\gamma_k = 15 \text{ kN/m}^3$, $\varphi'_k = 30^\circ$ y $H = 3 \text{ m}$. El empuje total por metro de ancho de muro será:

$$F_{H,k} = (1 - \tan \varphi'_d) \cdot \gamma_d \cdot 0,5 \cdot H^2 \cdot 1 \text{ m}$$

Podemos entonces construir la siguiente tabla:

Valor	EN 1990	EN 1997			
		Enfoque 1		Enfoque 2	Enfoque 3
Conjunto M	M1	M1	M2	M1	M2
Conjunto A	A1	A1	A2	A1	A2
$\varphi'_d = \arctan(\tan(\varphi'_k)/\gamma_{\varphi'})$	30°	30°	$24,8^\circ$	30°	$24,8^\circ$
$\gamma_d = \gamma_k/\gamma_{\gamma} \text{ [kN/m}^3\text{]}$	15	15	15	15	15
$F_{H,k} \text{ [kN/ml]}$	33,75	33,75	39,19	33,75	39,19
γ_G	1,35	1,35	1,00	1,35	1,00
$F_{H,d} \text{ [kN/ml]}$	45,56	45,56	39,19	45,56	39,19

2.9.6.2.1 Empuje de tierras en reposo

El empuje en reposo se produce cuando el muro no se desplaza horizontalmente respecto al terreno: para terreno normalmente consolidado, eso ocurre cuando

$$d < 5 \cdot 10^{-4} \cdot h$$

Para terreno horizontal, el empuje $\sigma'_{h,0}$ (que es horizontal) y el coeficiente de empuje en reposo K_0 son:

$$K_0 = (1 - \tan \varphi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (9.1)$$

$$\sigma'_{h,0} = q' \cdot K_0$$

Siendo

OCR razón de sobreconsolidación, que no debería ser muy alta para que (9.1) sea válida. En el programa se considera siempre 1.

q' carga estática efectiva unitaria

φ' ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno

En caso de talud en trasdós de ángulo hacia arriba $\beta \leq \varphi'$, entonces al coeficiente de empuje y el empuje (horizontal y vertical), serán:

$$K_{0;\beta} = K_0 \cdot (1 + \sen \beta) \quad (9.2)$$

$$\sigma'_{h;0} = q' \cdot K_{0;\beta}$$

$$\sigma'_{v;0} = \sigma'_{h;0} / \cos \varphi'$$

De forma que la resultante del empuje es paralela a la superficie del terreno de trasdós.

2.9.6.2.2 Empuje activo y pasivo de tierra

Debe distinguirse entre su valor límite (cuando el desplazamiento entre muro – terreno es suficiente) y el valor intermedio (cuando este desplazamiento sea menor).

En el caso de muros de sótano y contención, así como en empuje de tierras en muros resistentes, el programa considera siempre el empuje límite. Son embargo, en pantallas de contención se comprueba este desplazamiento relativo en cada fase de construcción de la pantalla, por lo que el empuje será el correspondiente a dicho desplazamiento.

Para su cálculo, el Eurocódigo remite a su anexo C, que en los casos contemplados en el programa, coincide con lo indicado en la norma española CTE DB SE-C.

2.9.6.2.3 Empuje del agua

Como ya se ha indicado en las bases de cálculo geotécnico, para la presión hidrostática, el Eurocódigo indica:

- Debe distinguirse entre el valor pésimo posible durante la vida útil del edificio (para los Estados Límite Últimos) y el valor pésimo esperable en condiciones normales (para los Estados Límite de Servicio).
- Para su valor de cálculo, puede aplicarse su coeficiente parcial de seguridad o un margen de seguridad del nivel freático que lo origina.

Bond and Harris (2008) sugiere, para los Estados Límite Últimos:

- Si al terreno se aplica $\gamma_G > 1$, aplicar el mismo factor a la presión del agua
- Si al terreno se aplica $\gamma_G = 1$, aplicar el mismo factor a la presión del agua pero incrementando la altura del agua (esto afecta al conjunto A2, utilizado con enfoque 1 (combinación 2) y enfoque 3).

En Tricalc, para Estados Límite Últimos, se aplica su coeficiente parcial de seguridad (sea 1 o mayor), sin subir el nivel freático.

2.9.6.3 Cálculo estructural de las estructuras de contención

Para los Estados Límite Últimos estructurales (STR) se remite al Eurocódigo correspondiente (es decir, EN 1992 a EN 1996 y EN 1999).

Para cada Estado Límite Último debe demostrarse que el terreno es capaz de movilizar la resistencia necesaria a consecuencia de las deformaciones de la estructura.

2.10 Eurocódigo 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes

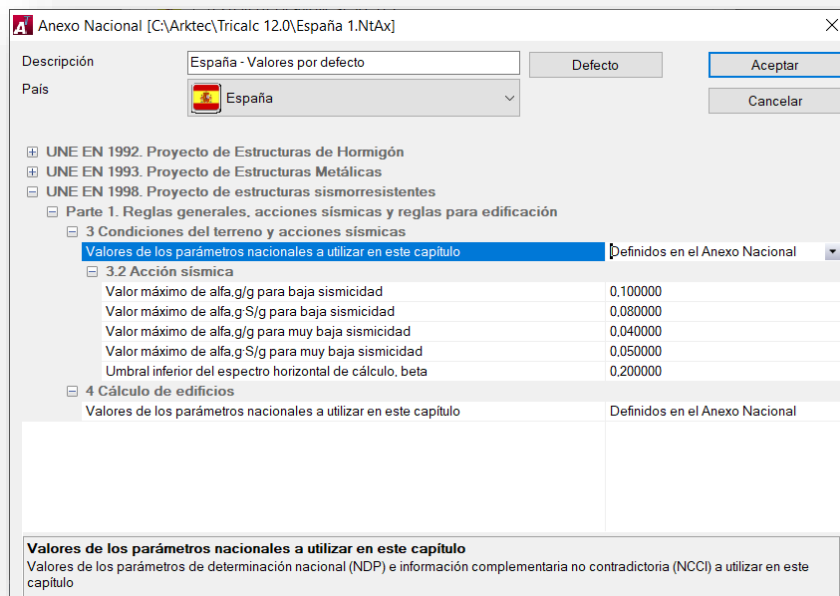
Al seleccionar en **Tricalc** la normativa ‘Eurocódigos Estructurales’, la evaluación de la acción sísmica se realiza de acuerdo con la norma EN 1998-1:2004 + AC:2009 (Eurocódigo 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes. Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación).

También es posible, de forma opcional, respetar las requerimientos constructivos y de armado definidos en el capítulo 5 de dicho eurocódigo referente a los elementos de hormigón armado de la estructura.

Ciertos parámetros del **EC-8** pueden ser modificados por los Anexos Nacionales. Se indican en este apartado aquellos que están implementados en el programa en sus Anexos Nacionales: al seleccionar como normativa los Eurocódigos Estructurales, se puede indicar que se utilicen los valores definidos en el propio Eurocódigo o bien seleccionar un determinado Anexo Nacional. Recuerde además que el usuario puede crear nuevos Anexos Nacionales o los parámetros definidos en uno ya existente.

Particularmente los capítulos 3 y 4 de este eurocódigo, en el que se incluyen la definición de las zonas sísmicas y de los espectros de respuesta propios de cada país. El programa incluye los datos correspondientes al anexo nacional español (AN/UNE-EN 1998-1) y portugués (NP EN 1998-1/NA).

Para que el programa utilice las zonas sísmicas y espectros de respuesta de estos dos países, es necesario seleccionar el país y que en la opción **Valores de los parámetros nacionales a utilizar en este capítulo** del capítulo 3 (Condiciones del terreno y acciones sísmicas), se opte por **Definidos en el Anexo Nacional**, tal como muestra la imagen siguiente.



Esta opción sólo está definida para España y Portugal. En el resto de este capítulo, se asume que esta opción está activada para estos países. Si desea que el programa incorpore las zonas sísmicas y los espectros de respuesta de otro país (para el que exista un Anexo Nacional de la EN 1998-1 publicado), póngase en contacto con **Arktec** para estudiar el caso.

Al activar esta opción, se modifica la caja de definición de la acción del sismo y varios de los parámetros utilizados para definir los espectros de respuesta, tal como se indica en los apartados siguientes.

2.10.1 Requerimientos

Salvo lo que indique el Anexo Nacional, una estructura de importancia normal ($\gamma_I = 1$) debería ser dimensionada de forma que:

- No se produzca un colapso global ni local de la misma. Para ello, se establece un período de vida útil $T_L = 50$ años en el que haya una probabilidad $P_{NCR} = 10\%$ de que se supere la intensidad de un sismo con período de retorno $T_{NCR} = 475$ años.

- No se produzcan daños excesivos en la misma que supongan un coste de reparación del edificio excesivo. Para ello, se establece un período de vida útil $T_L = 10$ años en el que haya una probabilidad $P_{DLR} = 10\%$ de que se supere la intensidad de un sismo con período de retorno $T_{DLR} = 95$ años (de menor intensidad, por tanto, que en el caso del colapso).

En **Tricalc** sólo se comprueba el primero de estos casos.

2.10.2 Tipos de terreno

Para la caracterización de la acción sísmica, en la tabla 3.1 se establecen los siguientes tipos de terreno.

Tabla 3.1: Tipos de terreno

Tipo de terreno	Descripción estratigráfica	Parámetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{STP} (golpes/30 cm)	C_u (kPa)
A	Roca o terreno rocoso a partir de 5 m de profundidad	> 800	--	--
B	Arena o grava muy densa; arcilla muy dura de varias decenas de metros de profundidad	360 – 800	> 50	> 250
C	Arena o grava densa o semidensa; arcilla dura de varias decenas de metros de profundidad	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Arena o grava de baja a media densidad; arcilla blanda o semidura	< 180	< 15	< 70
E	Estrato tipo C o D de entre 5 y 20 m de profundidad sobre estratos de tipo A			
S₁	Terreno con estratos de más de 10 de espesor de arcilla blanda con alta plasticidad ($PI > 40$) y alto contenido en agua	< 100	--	10 – 20
S₂	Terreno arcilloso sensible a la licuefacción y resto de tipos de terreno			

La clasificación se realizará a partir de la velocidad de propagación de las ondas de cortante en los 30 primeros metros de profundidad, $v_{s,30}$, cuando sea posible. De lo contrario, se usará el valor de N_{STP} . Los tipos **S₁** y **S₂** requieren un estudio especial, por lo que **Tricalc** no los contempla.

En el caso del **Anexo Nacional de España**:

- Desaparece el terreno tipo **E**.
- Es necesario definir en las opciones la velocidad de propagación de las ondas de corte (tipo S), $v_{s,30}$, de acuerdo con los rangos de esta tabla.

2.10.3 Acción sísmica

En este apartado se define la manera de evaluar la acción sísmica de cada estructura.

2.10.3.1 Clases y factores de importancia

Dependiendo del tipo de edificio, se le asigna una determinada ‘clase de importancia’, en función de la cual, tendrá su correspondiente factor de importancia γ_I . Salvo lo indicado en el Anexo Nacional, puede utilizarse la siguiente tabla.

Tabla 4.3: Clases de importancia para edificios

Clase	Edificio	γ_I
I	Poca importancia para la seguridad de personas (Edificios agrícolas...)	0,8
II	Edificios ordinarios no pertenecientes a otras clases	1,0
III	Edificios cuyo colapso en un sismo causa grandes consecuencias (escuelas, locales de reunión, museos...)	1,2
IV	Edificios de vital importancia para la protección civil (hospitales, bomberos, centrales eléctricas...)	1,4

En el **Anexo Nacional de Portugal**, la Tabla 4.3 se sustituye por la NA.II:

Tabla NA.II: Coeficiente de importancia, γ_I

Clase	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2	
		Continente	Azores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

2.10.3.2 Zonas sísmica

Cada zona sísmica se caracteriza por la aceleración máxima del terreno de referencia para terrenos tipo A correspondiente a un período de retorno T_{NCR} , que se designa como α_{gR} . La zonificación del territorio se debe establecer en el Anexo Nacional de la EN 1998-1.

Para otros períodos de retorno, se utiliza el factor de importancia γ_I y se adopta una aceleración sísmica de cálculo

$$\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$$

En función de dicha aceleración, la sismicidad de un lugar se clasifica como:

- **Muy baja sismicidad** cuando $\alpha_g \leq 0,04 \cdot g$ o $\alpha_g \cdot S \leq 0,05 \cdot g$. En ese caso, no es necesario considerar las especificaciones de EN 1998.

- **Baja sismicidad** cuando $\alpha_g \leq 0,08 \cdot g$ o $\alpha_g \cdot S \leq 0,1 \cdot g$. En ese caso, se pueden utilizar criterios reducidos o simplificados para ciertos tipos de estructura.
- **Sismicidad normal**, en el resto de casos.

En el Anexo Nacional del programa es posible modificar esos valores límite.

Véase el listado o informe de datos de cálculo generado por **Tricalc** para comprobar el tipo de sismicidad de la estructura actual.

2.10.3.2.1 Anexo Nacional de España

En este caso, es necesario definir, además de la aceleración sísmica de referencia, el **factor de contribución**, **K**, que tiene en cuenta la contribución de la falla Azores – Gibraltar.

En el apartado AN.5 del anexo nacional, existe una tabla en la que, para cada longitud y latitud, se especifica el valor de la aceleración sísmica de referencia, a_{gR} , y el factor de contribución, K. Para facilitar el uso del programa, en la caja de definición de la acción sísmica se ha añadido el botón **Seleccionar Ubicación**. Al pulsarlo, aparece la siguiente caja de diálogo:

Al introducir la latitud y longitud correspondientes a la ubicación de la estructura y pulsar el botón **Buscar**, el programa obtiene los valores de la aceleración sísmica de referencia y el coeficiente de contribución en base a la tabla existente en el apartado AN.5 de la AN UNE-EN 1998-1. Al pulsar seguidamente el botón **Aceptar**, se copiarán dichos valores a la caja de definición de la acción sísmica.

Tenga en cuenta, además, que en el anexo nacional de España no existen dos tipos de sismo, sino solo 1, por lo que desaparece esa opción.

2.10.3.2.2 Anexo Nacional de Portugal

En este caso, es necesario definir, además de la aceleración sísmica de referencia, el territorio en el que se ubica la estructura. Para facilitar la introducción de ambos datos, en la caja de definición de la acción sísmica se ha añadido el botón **Seleccionar Ubicación**. Al pulsarlo, aparece la siguiente caja de diálogo:

En ella se podrá definir:

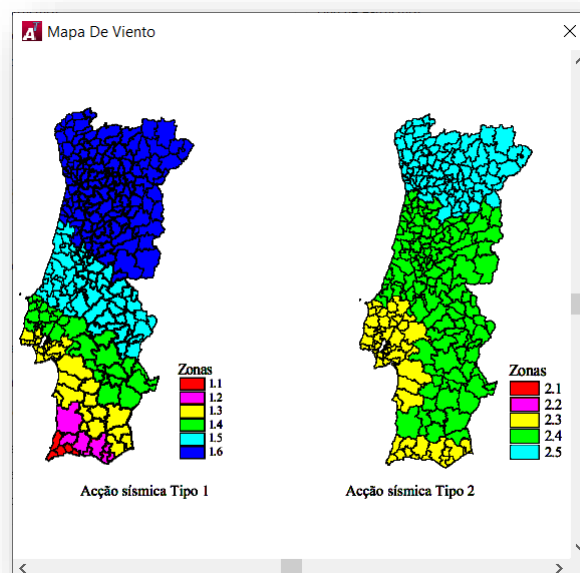
- El territorio en el que se sitúa la estructura: en Portugal continental, en las Azores o en las Madeira.
- El tipo de sismo (1 o 2). De acuerdo con el anexo nacional de Portugal:

- En Portugal continental se definen ambos tipos de sismo
 - En las Azores sólo se define el sismo tipo 2
 - En las Madeira sólo se define el sismo tipo 1
- Zona sísmica. Si se selecciona el sismo tipo 1, podrá escogerse una zona entre la 1.1 y la 1.6, mientras que si se selecciona el sismo tipo 2, podrá escogerse una zona entre la 2.1 y la 2.5. En función de la zona escogida, se obtiene la aceleración sísmica de referencia a utilizar, de acuerdo con la tabla NA.I siguiente;

Tabla NA.I – Aceleración sísmica de referencia

Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
Zona	a_{gR} (m/s ²)	Zona	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	---	---

Al pulsar el botón **Mapa**, aparecerá el territorio de Portugal seleccionado, con indicación de cada una de las zonas sísmicas establecidas. La ventana se puede cambiar de tamaño y es posible hacer zoom para acercarse o alejar el mapa. Si por ejemplo se tiene seleccionado ‘Portugal continental’, aparecerá el siguiente mapa:



Al pulsar en **Aceptar**, se copiará en la caja de definición de la acción sísmica tanto la aceleración sísmica de referencia como el tipo de sismo o si el territorio seleccionado son las Azores o no.

2.10.3.3 Espectro de cálculo de respuesta elástico

A falta de lo indicado en el anexo nacional, y a falta de un estudio geológico a gran profundidad, se recomienda utilizar dos tipos (tipo 1 y 2) de espectros de respuesta, salvo que la magnitud de las ondas sísmicas superficiales sea $M_s \leq 5,5$ en cuyo caso se recomienda utilizar sólo el espectro tipo 2.

El espectro tipo 1 caracteriza un sismo con epicentro lejano de gran magnitud (sismo interplacas tectónicas) mientras que el sismo tipo 2 caracteriza un sismo con epicentro cercano de menor magnitud (sismo intraplacas).

En el caso de **Tricalc**, en las opciones de cargas sísmicas se define cuál de los dos tipos se desea contemplar. Con el **Anexo Nacional de España** sólo se define un tipo de sismo, por lo que no es posible seleccionar el tipo. Con el **Anexo Nacional de Portugal**, los posibles tipos a elegir dependen del territorio seleccionado (Portugal continental, Azores o Madeira).

Para poder tener en cuenta la capacidad de disipación de energía al pasar a un régimen inelástico, sin realizar un cálculo no lineal, se utiliza un espectro de respuesta de cálculo reduciendo el espectro de respuesta elástico mediante el factor de comportamiento q . De esta forma, el espectro de cálculo horizontal se define como:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B & \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot [2/3 + (T/T_B) \cdot (2,5/q - 2/3)] \\ T_B \leq T \leq T_C & \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot 2,5/q \\ T_C \leq T \leq T_D & \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot (2,5/q) \cdot (T_C/T) \geq \beta \cdot \alpha_g \\ T_D \leq T \leq 4s & \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot (2,5/q) \cdot (T_C \cdot T_D / T^2) \geq \beta \cdot \alpha_g \end{aligned}$$

Siendo

T	período de vibración de un sistema lineal de 1 grado de libertad;
α_g	aceleración de cálculo del terreno en terreno tipo A ($\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$);
T_B	límite inferior de la rama de aceleración espectral constante;
T_C	límite superior de la rama de aceleración espectral constante;
T_D	límite inferior de la zona de desplazamiento constante del espectro;
S	factor de suelo;
q	factor de comportamiento (behaviour factor);
β	factor de borde inferior del espectro horizontal de cálculo. Salvo lo indicado en el anexo nacional, $\beta = 0,2$. En el Anexo Nacional del programa es posible modificar este valor.

El espectro de cálculo vertical es igual al horizontal pero:

- Sustituyendo α_g por α_{vg} .
- Tomando $S = 1$.
- Con los valores de α_{vg} / α_g ; T_B ; T_C ; T_D de la tabla 3.4
- No se debe considerar $q > 1,5$ salvo que quede justificado mediante análisis.

Tabla 3.2: Valores recomendados para el espectro tipo 1

Tipo de Terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0

C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

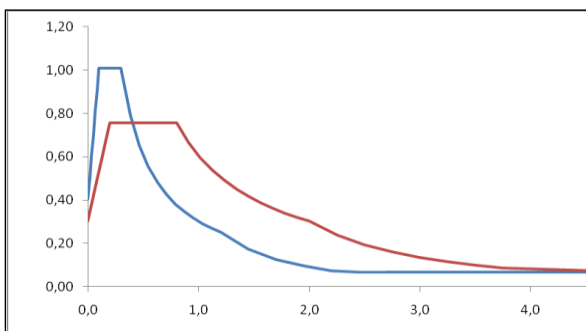
Tabla 3.3: Valores recomendados para el espectro tipo 2

Tipo de Terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,50	0,10	0,25	1,2
D	1,80	0,10	0,30	1,2
E	1,60	0,05	0,25	1,2

Tabla 3.4: Valores recomendados para el espectro vertical

Espectro	α_{vg} / α_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Tipo 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Ejemplo de Espectros de respuesta para sismo tipo 1 y 2



2.10.3.3.1 Anexo Nacional de España

Las Tablas 3.2 y 3.3 se sustituyen por la Tabla AN/2:

Tabla AN/2 (Tabla 3.2): Valores para el espectro

Tipo de Terreno	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,00	0,2·T _C	0,25·K	2,0
B, C	$a_g \leq 0,1 \cdot g \rightarrow S = C$ $0,1 \cdot g < a_g \leq 0,4 \cdot g \rightarrow S = C + 3,3 \left(\frac{a_g}{g} - 0,1 \right) (1 - C)$ $a_g > 0,4 \cdot g \rightarrow S = 1$	0,2·T _C	0,25·K·C	2,0
D	$a_g \leq 0,1 \cdot g \rightarrow S = 2$ $0,1 \cdot g < a_g \leq 0,4 \cdot g \rightarrow S = 2,33 - 3,33 \frac{a_g}{g}$ $a_g > 0,4 \cdot g \rightarrow S = 1$	0,2·T _C	0,50·K	2,0

Siendo

$$C = (800 / v_{s,30})^{0,465}$$

La Tabla 3.4 se sustituye por la Tabla AN/3:

Tabla AN/3 (Tabla 3.4): Valores recomendados para el espectro vertical

α_{vg} / α_g	T _{vB} / T _B	T _{vC} / T _C	T _{vD} / T _D
0,7	1,0	0,75	1,0

2.10.3.3.2 Anexo Nacional de Portugal

El valor de **S** (factor de suelo), no se toma de las Tablas 3.2 y 3.3, sino que se define como:

$$\begin{aligned}
 a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 & \rightarrow S = S_{\text{máx}} \\
 1 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} < a_g < 4 \text{ m/s}^2 & \rightarrow S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}} - 1}{3} (a_g - 1) \\
 a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 & \rightarrow 1,0
 \end{aligned}$$

Las Tablas 3.2 y 3.3, se sustituyen por las tablas NA-3.2 y NA-3.3 siguientes:

Tabla NA-3.2: Valores para el espectro tipo 1

Tipo de Terreno	S _{máx}	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,00	0,10	0,6	2,0
B	1,35	0,10	0,6	2,0
C	1,60	0,10	0,6	2,0
D	1,20	0,10	0,8	2,0
E	1,80	0,10	0,6	2,0

Tabla NA-3.3: Valores para el espectro tipo 2

Tipo de Terreno	S _{máx}	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)

A	1,00	0,10	0,25	2,0
B	1,35	0,10	0,25	2,0
C	1,60	0,10	0,25	2,0
D	2,00	0,10	0,30	2,0
E	1,80	0,10	0,25	2,0

La Tabla 3.4 se sustituye por la Tabla NA-3.4:

Tabla NA-3.4: Valores recomendados para el espectro vertical

Espectro	α_{vg} / α_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

2.10.3.4 Cálculo sísmico con dos espectros de respuesta

Cuando se calcula según el Eurocódigo 1998 con sismo dinámico, es posible realizar el cálculo sísmico con dos espectros de respuesta, tal como pide el anexo nacional de Portugal.

Graitec Tricalc Internal - Opciones De Sismo EN 1998-1:2004

Ubicación de la estructura

Tipo de espectro

☐ Tipo 1 ☐ Tipo 2 ☒ Tipo 1 y 2

Aceleración sísmica de referencia a_{gR}/a

Tipo 1 Tipo 2

0,100 0,100

Tipo de Terreno

C: Arena o grava densa o semidensa. Arcilla dura

Masas que intervienen en el sismo

☒ Utilizar los valores de la Norma

Coficiente reductor f_i

0,80

Fracción de las sobrecargas

0,24

Fracción de la carga de nieve

0,00

Fracción de las cargas móviles

0,24

Aceptar Cancelar

Tipo de estructura

Ductilidad o capacidad de disipar energía

DCM: Media capacidad de disipación

Clase de Importancia

II: Edificios ordinarios no pertenecientes a otras clases

Materiales del sistema estructural contra sismo

Estructura contra sismo de hormigón armado

Tipología del sistema estructural contra sismo

Pórticos

☒ La estructura es regular en planta

☒ La estructura es regular en altura

☒ Factor de comportamiento automático

Valor básico del factor de comportamiento, q_0

4,55

Factor de comportamiento, q

4,55

Otros

Cota de la rasante

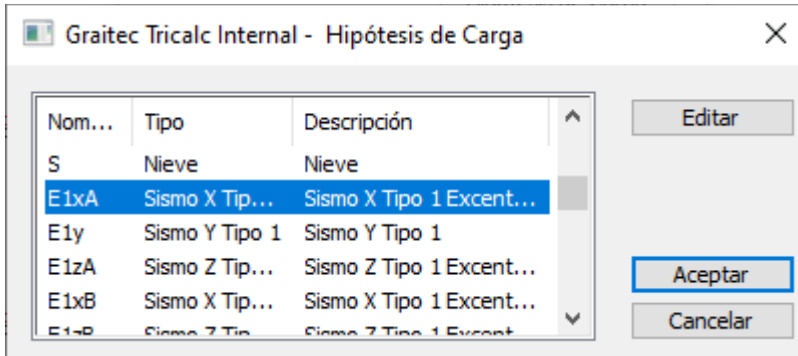
0 cm

☐ Considerar acción sísmica vertical

Avanzadas...

En “Cargas>Sismo”, es posible activar el tipo 1, el tipo 2 o ambos. En este último caso, el número de combinaciones de carga a calcular se duplica.

En “Cargas>Opciones>Hipótesis de carga”, existen 10 hipótesis de carga específicas para sismo:



E1xA	Tipo 1, horizontal X, excentricidad A
E1y	Tipo 1, vertical Y
E1zA	Tipo 1, horizontal Z, excentricidad A
E1xB	Tipo 1, horizontal X, excentricidad B
E1zB	Tipo 1, horizontal Z, excentricidad B
E2xA	Tipo 2, horizontal X, excentricidad A
E2y	Tipo 2, vertical Y
E2zA	Tipo 2, horizontal Z, excentricidad A
E2xB	Tipo 2, horizontal X, excentricidad B
E2zB	Tipo 2, horizontal Z, excentricidad B

Desde la versión 15.1 (2023.1), desaparecen los números de hipótesis, manteniéndose sólo su identificador de hasta 4 caracteres (G, Q1, Q2, W1, W2, etc.).

Continúa

Q(kN/ml):

Vector:

Hipótesis:

- G Permanentes
- Q1 Sobrecargas**
- Q2 Sobrecargas
- Q3 Sobrecargas
- Q4 Sobrecargas
- S Nieve
- A Accidentales
- T Temperatura

2.10.3.5 Combinación de la acción sísmica con el resto de acciones

Se remite al apartado 6.4.3.4 (“Combinaciones de acciones para situaciones de proyecto sísmicas”) de la EN 1990.

2.10.3.6 Matriz de masa considerada: masa traslacional y masa rotacional

Las fuerzas inerciales (masa movilizada) que intervienen en el sismo se evalúan con la siguiente expresión, que tiene en cuenta la parte de masa existente durante el sismo y que parte de las cargas no están unidas rígidamente a la estructura:

$$\sum G_{k,j} \text{ “+” } \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

Siendo

$\psi_{2,i}$ coeficiente de carga cuasipermanente, de acuerdo con EN 1990:2002;

φ salvo lo indicado por el anexo nacional, pueden cogerse los valores de la tabla 4.2 (las categorías vienen definidas en la EN 1991-1-1:2002);

Q_k valor característico de la acción gravitatoria variable.

Tabla 4.2: Valores de φ para calcular $\psi_{E,i}$

Tipo de acción variable	Planta	φ
Categorías A a C	Cubierta	1,0
	Plantas con ocupación correlacionada	0,8
	Plantas con ocupación independiente	0,5
Categorías D a F y Archivos		1,0

En el caso de **Tricalc**, para el cálculo de esta masa inercial, existen dos posibilidades:

- Definir el valor de φ en las opciones de sismo. El programa selecciona el valor de $\psi_{2,i}$ correspondiente a las sobrecargas gravitatorias ($\max \{Q_1+Q_2; Q_9+Q_{10}\}$), de nieve (Q_{22}) y de las cargas móviles (media de las $Q_{11}, Q_{12}, \dots, Q_{20}$ que se encuentren activas).
- Definir directamente el valor de $\psi_{E,i}$ en las opciones de sismo para las acciones gravitatorias, de nieve y móviles.

(Si se utilizan combinaciones explícitas, las hipótesis de carga permanente, peso propio, sobrecargas y nieve pueden variar con respecto a las aquí indicadas).

2.10.4 Análisis estructural

En la mayoría de los casos, la estructura puede considerarse formada por un conjunto de elementos o sistemas resistentes a acciones verticales y laterales conectados por diafragmas horizontales. Un diafragma horizontal puede considerarse rígido en su plano si los desplazamientos horizontales de cualquier punto no difieren en más del 10% del máximo desplazamiento entre considerar el diafragma rígido o con su verdadera rigidez. En ese caso, las masas y los momentos de inercia pueden considerarse concentradas en el centro de masas de la planta. En **Tricalc** es posible indicar si los forjados horizontales (todos ellos o sólo algunos) son diafragmas rígidos o no.

2.10.4.1 Excentricidad accidental

Dado que la posición real de las masas no es conocida, se debería considerar una excentricidad accidental de la masa de cada planta, en cada dirección, de valor

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

Siendo

e_{ai} excentricidad accidental de la masa de la planta i desde el centro de masas, aplicada en la misma dirección en todas las plantas;

L_i dimensión de la planta en la dirección perpendicular a la acción del sismo.

En **Tricalc** es opcional la consieeracuión o no de esta excentricidad accidental.

2.10.4.2 Métodos de análisis

El método de referencia (y por tanto el más aconsejable) para determinar los efectos del sismo será el **análisis de respuesta modal espectral**, utilizando un modelo elástico lineal de la estructura y los espectros de cálculo definidos en el apartado 3.2.2.5 de la EN 1998-1, que es válido para todo tipo de estructuras. Éste es el método utilizado por **Tricalc**.

Como simplificación, este análisis podrá llevarse a cabo mediante dos modelos planos ortogonales independientes si la estructura es:

- De planta regular de acuerdo con el apartado 4.2.3.1 de la EN 1998-1;
- El edificio tiene fachadas y particiones relativamente rígidas y bien distribuidas.
- La altura total del edificio es no mayor de 10 m.
- Los diafragmas se comportan como rígidos en su plano.

Tanto los centros de masa como los de rigidez deben estar en una línea sensiblemente vertical (se indican más condiciones no expuestas en este documento). Si no se cumple esta condición, también se puede utilizar esta simplificación, pero las acciones sísmicas se deben multiplicar por 1,25.

En las opciones de cargas de sismo se puede indicar si se desea utilizar un modelo tridimensional o llevar a cabo el análisis por direcciones separadas. En todo caso, las direcciones de análisis son siempre paralelas a los ejes generales de la estructura.

Otros métodos que permite utilizar el Eurocódigo 8 son:

- **Método de análisis de fuerza lateral**, método simplificado también elástico lineal válido sólo si se cumplen una serie de requisitos de regularidad definidos en el apartado 4.3.3.2.
- **Análisis no lineal estático** (pushover).
- **Análisis no lineal de historia de tiempo** (dinámico).

2.10.4.3 Análisis de respuesta modal espectral

Deben considerarse todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta global. Para ello basta cumplir una de las siguientes condiciones (en ambas direcciones en el caso de modelo espacial):

- La suma de masas modales participantes consideradas supera el 90% de la masa total;

- Se consideran todos los modos cuya masa modal participante supera el 5%.

En **Tricalc** se fija el número de modos a considerar (hasta un máximo de 30) y el porcentaje de masa participante a considerar como mínimo.

2.10.4.3.1 Combinación de los modos de respuesta

Si todos los modos son independientes entre sí, puede utilizarse el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados). De lo contrario, puede utilizarse un método más preciso, como el CQC (combinación cuadrática completa). **Tricalc** siempre utiliza el método CQC.

2.10.4.3.2 Combinación de los efectos de las componentes de la acción sísmica

Para combinar los efectos del sismo de dos direcciones ortogonales horizontales más el posible efecto en la dirección vertical, se establecen dos posibilidades:

- Realizar la raíz cuadrada de su suma de cuadrados
- Utilizar la denominada “regla del 30%”

En **Tricalc** es opcional utilizar o no la “regla del 30%”.

2.10.4.3.3 Cálculo de desplazamientos

En análisis lineal, puede utilizarse la siguiente expresión:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

Siendo

d_s	desplazamiento inducido por la acción sísmica;
q_d	factor de comportamiento al desplazamiento, que salvo indicación en contra, puede tomarse igual a q ;
d_e	desplazamiento calculado en análisis lineal basado en el espectro de respuesta de cálculo y teniendo en cuenta los efectos de torsión.

En **Tricalc** puede obtener estos valores mediante la función **Resultados > Listados > Sismo > Desplazamientos Modales**.

2.10.5 Criterios constructivos adoptados por la EN 1998-1

En los capítulos 5 al 9 de la EN 1998-1, se dan reglas para la obtención del coeficiente de comportamiento q de la estructura dependiendo de su tipología (hormigón armado, metálica, mixta, madera y fábrica, respectivamente) y de su ductilidad.

En **Tricalc** es posible utilizar dichos criterios para obtener q o bien definir explícitamente su valor.

2.10.5.1 Clases de ductilidad

La ductilidad de una estructura mide su capacidad de disipación de energía al deformarse plásticamente durante un sismo. A mayor ductilidad habrá una mayor capacidad de disipación y por tanto el coeficiente de comportamiento q también será mayor, lo que origina dos efectos contrapuestos:

- Los esfuerzos originados por la acción sísmica serán menores;
- Las exigencias en cuanto a geometría, materiales y disposición de armados serán mayores.

Se definen las siguientes clases de ductilidad:

- DCL (Disipation Capacity Low): Baja capacidad de disipación o ductilidad baja. Se recomienda que sólo se utilice esta clase en el caso de baja o muy baja sismicidad. En este caso, $q = 1,5$.
- DCM (Disipation Capacity Medium): Media capacidad de disipación o ductilidad media.
- DCH (Disipation Capacity High): Alta capacidad de disipación o ductilidad alta.

El usuario es el que define la clase de ductilidad a utilizar en cada caso

2.10.5.2 Condición sobre suctilidad global y local

De acuerdo con los apartados 4.4.2.3, 5.2.3.3 y 6.6.1 en la EN 1998-1, en nudos de pórticos resistentes a sismo de hormigón armado o acero estructural (salvo los de última planta), debe garantizarse que las vigas plastifiquen antes que los pilares, de forma que en esos nudos debe cumplirse que

$$\Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b} \geq 1,3$$

Siendo:

$\Sigma M_{Rd,c}$ suma de los momentos resistentes de los pilares en el nudo. Al ser el armado siempre simétrico, este valor es idéntico para ambos sentidos del momento.

$\Sigma M_{Rd,b}$ suma de los momentos resistentes de las vigas en el nudo de sentido contrario al de los pilares.

Esta condición sólo debe cumplirse en caso de alta sismicidad y ductilidad alta (DCH).

Es lo que en general se denomina “diseño por capacidad”. En el programa, este tipo de diseño es opcional, pudiéndose también modificar ese factor 1,3. En el listado de peritaje de los pilares de hormigón y en el listado e informe de comprobación de pilares de acero, se indica el momento mínimo que debe resistir el pilar en ambos extremos y ejes por causa de esta comprobación.

2.10.6 Reglas específicas para edificios de hormigón

Tricalc considera de forma automática todas las prescripciones que se citan en el presente apartado (correspondiente al capítulo 5 de la EN 1998-1) y que abarcan desde los materiales a utilizar, posicionamiento de los distintos elementos en la geometría de la estructura, secciones mínimas exigidas y criterios de armado.

En las opciones de armado de barras, es posible indicar si se desean utilizar estas prescripciones y, en caso afirmativo, si se desean aplicar los datos de tipología y ductilidad utilizados en el cálculo de la acción sísmica u otros cualquiera. En el caso de otros elementos de hormigón (muros, forjados, ...) siempre se aplican los datos utilizados al calcular la acción del sismo.

Opciones De Armado De Barras

Longitudinal Vigas		Longitudinal Pilares		Estribos
Flecha	Varios	Inestabilidad	Sismo	EN 1992
☒ Considerar los criterios constructivos de EN 1998-1:2004				
Aplicar criterios constructivos				
☐ Según las opciones de sismo definidas ☒ Según los valores aquí definidos				
Aceleración sísmica de cálculo				0.10 g
Factor de comportamiento básico, q_0				1.50
Factor de comportamiento, q				1.50
Tipo de espectro ☒ Tipo 1 ☐ Tipo 2				
Tipo de Terreno C: Arena o grava densa o semidensa. Arcilla dura				
Ductilidad o capacidad de disipar energía DCM: Media capacidad de disipación				
Materiales del sistema estructural contra sismo Estructura contra sismo de hormigón armado				
Tipología del sistema estructural contra sismo Pórticos				
Diseño por capacidad de nudos de pórticos				
				Aceptar Cancelar

2.10.6.1 Ductilidad Baja: DCL

Para estructuras de este tipo, no se definen condiciones constructivas especiales, pero sí en cuanto a materiales: el acero de las armaduras debería ser de Clase B o C. Como ya se ha indicado, sólo se permite el cálculo de estructuras tipo DCL para el caso de Baja Sismicidad (el programa avisa de forma clara si se intenta aplicar este caso para zonas de Sismicidad Normal).

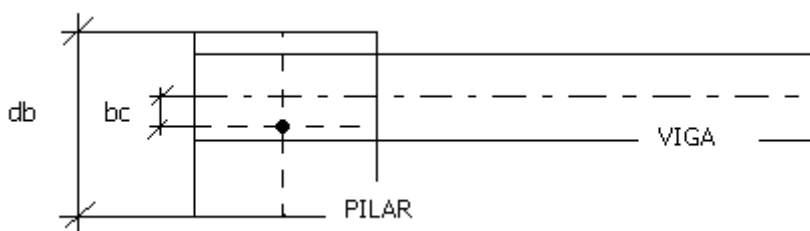
2.10.6.2 Ductilidad Media: DCM

Corresponde al apartado 5.4 de la EN 1998-1.

2.10.6.2.1 Materiales y geometría

El tipo de hormigón utilizado debe ser, como mínimo, de tipo C16/20, mientras que el acero corrugado, exceptuando los cercos, debe ser de clases B o C.

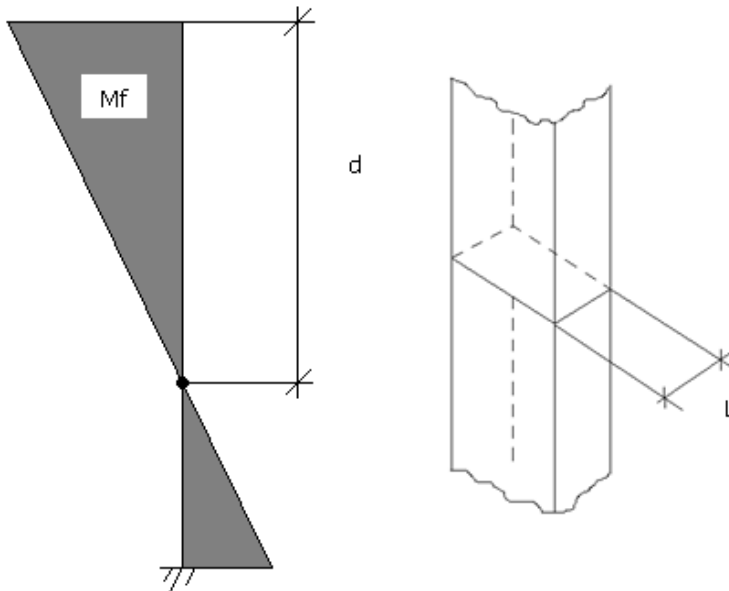
La excentricidad máxima (vista en planta) entre viga y pilar permitida b_e será una cuarta parte de la dimensión del pilar perpendicular a la viga d_b (ver imagen siguiente). Además, no se permiten excentricidades entre vigas y pilares apeados. Si el programa detecta que se incumple alguna de las condiciones anteriores muestra el correspondiente aviso en la función **Geometría > Chequear**.



No se permiten muros apeados sobre ningún elemento, bien sean vigas o forjados. Si el programa detecta que se incumple este requisito avisa de ello durante el chequeo de la geometría.

La dimensión mínima **L** que se permite en un pilar vendrá impuesta por la deformada del mismo. De esta forma, la dimensión menor de la sección de un pilar no podrá ser inferior a 1/10 de la distancia máxima desde el punto de inflexión del pilar (punto en que su deformada cambia de signo) a cualquiera de los dos extremos de éste (ver imagen):

$$L \geq d / 10$$



Esta comprobación se realiza durante el cálculo de armado de los pilares, generándose el error “Forma no permitida” en caso de incumplimiento.

En el caso de muros se impone un espesor mínimo **b_{wo}** de 15 cm incrementándose según aumenta la altura libre del muro **h_s**. Esto se puede resumir en la siguiente ecuación:

$$b_{wo} \geq \max \{0,15 \text{ m}; h_s/20\}$$

Si el programa detecta que se incumple esta prescripción muestra el correspondiente error de esbeltez.

Nota: Esta prescripción no es necesario cumplirla si la distorsión de la planta es menor de 0,1 (valor de Q' en el listado de distorsión de pilares), algo que no comprueba el programa.

2.10.6.2.2 Dimensiones de pilares

Para cálculos con sismo, se adoptan las dimensiones mínimas de columnas establecidas en el Eurocódigo EN 1998-1/A1, 5.4.1.2.2, que son las siguientes:

- La dimensión mínima de la sección de pilares del sistema primario contra sismo será de 200 mm.
- Salvo que la distorsión a sismo sea $q \leq 0,1$ (ecuación (4.28)), la dimensión de la sección de los pilares del sistema principal contra sismo paralela al plano de flexión considerado, será no menor de 1/20 de la distancia entre el punto de inflexión de la deformada del pilar (momento nulo) y los extremos del pilar ni de 250 mm.

2.10.6.2.3 Armado de Vigas

Se definen unas ‘secciones críticas’ en las vigas que se corresponden con las zonas cercanas a pilares. Estas secciones críticas ocuparán una longitud **l_{cr}** del doble del canto de la viga **h_w** a ambos lados de los pilares apeados en la misma. Mientras que para los pilares que son apoyo de la viga esta longitud será de un canto.

En estas regiones críticas debe incrementarse el armado de la forma siguiente:

- En la cara comprimida debe añadirse a la armadura de compresión necesaria en las combinaciones sísmicas, 1/2 de la armadura de tracción de la cara opuesta.
- La cuantía de tracción cumplirá

$$0,5 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \leq \rho \leq \rho' + 0,0018 \cdot f_{cd} / (\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot f_{yd})$$

Siendo

- ρ = $A_s / (b \cdot d)$; cuantía de la armadura de tracción;
- ρ' = $A'_s / (b \cdot d)$; cuantía de la armadura de compresión;
- b ancho del ala comprimida de la sección;
- μ_{ϕ} de acuerdo con el apartado 5.2.3.4 de la EN 1998-1;

$\varepsilon_{sy,d}$ f_{yd} / E_s ; deformación unitaria del acero en su límite de fluencia.

- El diámetro de los estribos será
 $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$;
- La separación entre estribos será
 $s = \min \{h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL}\}$

Siendo

- d_{bL} diámetro mínimo de la armadura longitudinal;
- h_w canto de la viga.
- El primer estribo estará a no más de 50 mm de la cara del soporte

2.10.6.2.4 Armado de Pilares

Los pilares del sistema principal contra sismo deben resistir un cortante igual al isostático más uno hiperestático proveniente de considerar el máximo momento resistente positivo y negativo que es capaz de asumir ambos extremos del pilar (con signo contrario en cada extremo).

Se definen unos límites para la cuantía longitudinal para toda la altura del pilar que vienen dados por la siguiente ecuación:

$$0,01 \leq \rho_l \leq 0,04$$

Además deben existir siempre, al menos tres redondos por cara del pilar en el caso de que estos sean rectangulares (un total de, como mínimo, ocho redondos en la sección).

En pilares, la longitud de las secciones críticas ℓ_{cr} quedan situadas en el inicio y final del pilar y toma valores que van desde 45 cm hasta la totalidad de la longitud del pilar:

$$\ell_{cr} = \max \{h_c; \ell_{cl} / 6; 450 \text{ mm}\}$$

En las regiones críticas debe satisfacerse que la cuantía volumétrica de estribos sea:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_0 - 0,035$$

Siendo

- ω_{wd} cuantía mecánica volumétrica de los estribos;
- v_d compresión normalizada del pilar;
- b_c ancho de la sección perpendicular a la dirección de sismo considerada;
- b_0 ancho del núcleo de hormigón (por el baricentro de los estribos);
- α factor de efectividad del confinamiento;

En la región crítica de la base, además, debería cumplirse que $\omega_{wd} \geq 0,08$. **Tricalc** aplica esta prescripción también en la cima.

Finalmente, con el fin de evitar el pandeo del pilar la distancia entre estribos s y la distancia entre ramas longitudinales b_i deben cumplir, respectivamente, lo siguiente:

$$s \leq \min \{b_0 / 2; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL}\}$$

$$b_i \leq 200 \text{ mm}$$

2.10.6.2.5 Armado de muros

En muros del sistema principal contra sismo, se debería cumplir que $v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,4$.

El posible incremento de cortante debido a plastificación de los muros del sistema principal contra sismo puede tenerse en cuenta amplificando el cortante un 50%.

2.10.6.3 Ductilidad Alta: DCH

Corresponde al apartado 5.5 de la EN 1998-1.

2.10.6.3.1 Materiales y geometría

El tipo de hormigón utilizado debe ser, como mínimo, de tipo C20/25, mientras que el acero corrugado, exceptuando los cercos, debe ser de clase C.

Para la excentricidad entre viga y pilar, además de las condiciones exigidas para DCM, se debe verificar que el ancho de la viga b_w esté contenido entre los siguientes valores:

$$b_w \geq \max \{h_w / 3,5; 200 \text{ mm}\}$$

Al igual que en el caso de DCM, no se permiten muros apeados sobre ningún elemento, bien sean vigas o forjados. Si el programa detecta que se incumple este requisito avisa de ello durante el chequeo de la geometría.

Para pilares, además de las condiciones exigidas para DCM, se debe verificar que la dimensión de su sección sea, al menos, 25 cm.

Para muros, se establecen los mismos requisitos que en el caso de DCM.

2.10.6.3.2 Armado de Vigas

En este caso se mantienen las exigencias impuestas para el caso de DCM pero con las siguientes modificaciones:

- Las regiones críticas serán de longitud $\ell_{cr} = 1,5 \cdot h_w$ situadas en los apoyos de la viga y de longitud $\ell_{cr} = 2 \cdot h_w$ a ambos lados de los pilares apeados en la viga.
 - Al menos debe haber 2 redondos arriba y 2 debajo de diámetro $d_b \geq 14 \text{ mm}$.
 - Al menos $\frac{1}{4} A_{s,inf,max}$ debe disponerse como armado superior de toda la viga.
 - La separación de estribos en las zonas críticas debe ser no mayor de
- $$s = \min \{h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 175 \text{ mm}; 6 \cdot d_{bL}\}$$

2.10.6.3.3 Armado de Pilares

Al igual que en DCM, los pilares del sistema principal contra sismo deben resistir un cortante igual al isostático más uno hiperestático proveniente de considerar el máximo momento resistente positivo y negativo que es capaz de asumir ambos extremos del pilar (con signo contrario en cada extremo).

En los pilares, el axil normalizado será $v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,55$.

Las disposiciones de armado son como en DCM, con las siguientes salvedades:

- La longitud de las regiones críticas, ℓ_{cr} se puede calcular como
- $$\ell_{cr} = \max \{1,5 \cdot h_c; \ell_{c\ell} / 6; 600 \text{ mm}\}$$
- En la región crítica de la base de las columnas debería cumplirse que $\omega_{wd} \geq 0,12$. En el resto de regiones críticas $\omega_{wd} \geq 0,08$.
 - Para evitar el pandeo local y garantizar ductilidad suficiente en las regiones críticas, basta que (en las dos primeras plantas, la longitud de las regiones críticas será 1,5 veces mayor):

$$d_{sw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot (f_{ydL} / f_{ydw})^{0,5}$$

$$s \leq \min \{b_0 / 3; 125 \text{ mm}; 6 \cdot d_{bL}\}$$

$$b_i \leq 150 \text{ mm}$$

2.10.6.3.4 Armado de muros

Como en DCM, el posible incremento de cortante debido a plastificación de los muros del sistema principal contra sismo puede tenerse en cuenta amplificando el cortante un 50%.

En muros del sistema principal contra sismo, se debería cumplir que $v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,35$.

La armadura del muro cumplirá:

- La cuantía mínima horizontal y vertical de alma será $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$.
- Debería haber estribos uniendo el armado de ambas caras cada 500 mm.
- Su diámetro cumplirá: $b_{wo} / 8 \geq d_b \geq 8 \text{ mm}$
- Su separación será: $s \leq \min \{250 \text{ mm}; 25 \cdot d_b\}$

2.10.6.4 Anclajes y empalmes

Cualquier estructura con sismo que se calcule mediante la normativa que se está tratando, debe cumplir los siguientes requisitos independientemente de su ductilidad. **Tricalc** sigue de forma fiel las prescripciones que se citan a continuación.

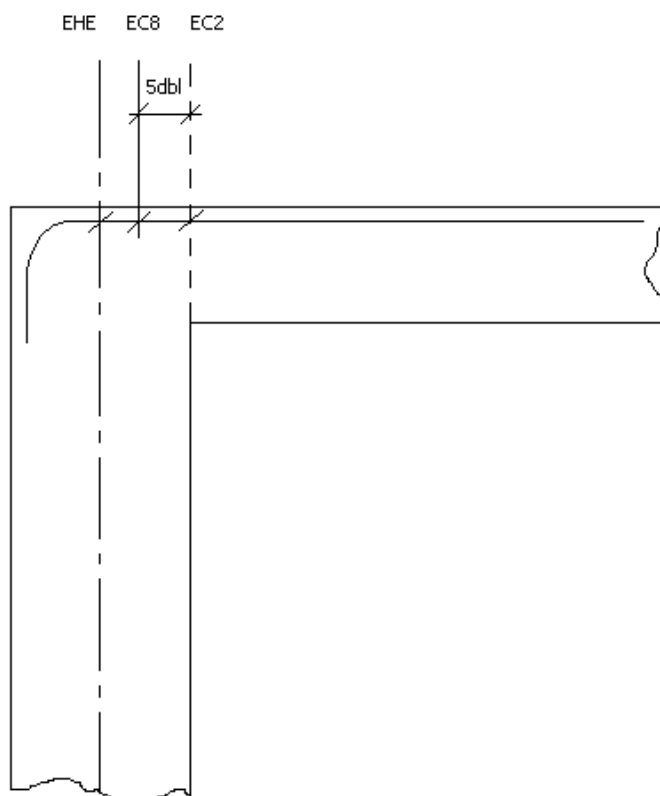
2.10.6.4.1 Pilares

En la gran mayoría de los casos, para estructuras que sufren los efectos del sismo, existe una combinación para la cual las armaduras se encuentran traccionadas. Para este caso, las longitudes de anclaje serán las obtenidas según EN 1992-1-1 (pero considerando $A_{s,req} / A_{s,prov} = 1$) multiplicándolas por un factor de 1,5.

2.10.6.4.2 Vigas

Las armaduras superiores o inferiores de la viga que pasan por la unión, deben terminar más allá de la región crítica de la viga.

En el caso de DCH, el anclaje de vigas en las columnas se mide desde $5 \cdot d_{bL}$ de la cara del soporte hacia su interior (en lugar que desde la cara del soporte, que es lo indicado en la EN 1992-1-1).



2.10.7 Armados de elementos de Cimentación

Entre las especificaciones que cita la EN 1998-1, cabe destacar las que se muestran a continuación para el caso de vigas de cimentación y pilotes. Como sucedía en el caso anterior, estos requisitos son independientes de la ductilidad de la estructura. Al igual que en los casos tratados previamente el programa avisará cuando no se cumplen las dimensiones especificadas en la norma y definirá, de forma totalmente automática, los armados impuestos por la misma.

2.10.7.1 Vigas de cimentación

Las vigas centradoras deberían tener una sección mínima 250 mm x 400 mm y una cuantía superior e inferior de armadura longitudinal mínima $\rho_{b,min} = 0,4\%$.

2.10.7.2 Encepados y pilotes

La zona de altura $2 \cdot d$ por debajo del encepado (siendo d la sección del pilote) es una zona de plastificación potencial. Se dotará por tanto de armadura transversal y de confinamiento como la de las regiones críticas de pilares en DCM.

2.10.8 Reglas específicas para estructuras de fábrica

En el caso de muros de fábrica y también de forma independiente de la ductilidad, se definen unas prescripciones que serán de obligado cumplimiento en todos los casos. Las exigencias más desfavorables en cuanto a dimensiones se dan, como es lógico, para el caso de muros no armados.

2.10.8.1 Materiales

Salvo para baja sismicidad, la resistencia de los ladrillos y bloques debería ser (los valores indicados pueden modificarse en el anexo nacional):

- Perpendicular a la tabla: $f_b \geq f_{b,min} = 5 \text{ MPa}$;
- Paralela a la tabla y al muro: $f_{bh} \geq f_{bh,min} = 2 \text{ MPa}$;

La resistencia del mortero, f_m , debería ser al menos (salvo lo indicado en el anexo nacional):

- Fábrica no armada o confinada: $f_m \geq f_{m,min} = 2 \text{ MPa}$ (este es el caso contemplado en **Tricalc**);
- Fábrica armada: $f_m \geq f_{m,min} = 10 \text{ MPa}$.

El programa comprueba estos límites al introducir o modificar las características de un muro resistente de fábrica.

2.10.8.2 Dimensiones para Fábrica no Armada

Debe haber muros de cortante en dos direcciones ortogonales, que satisfagan (Valores de comparación se definirán en el anexo nacional, pudiéndose utilizar los de la tabla 9.2):

- Su espesor efectivo debería ser $t_{ef} \geq t_{ef,min}$
- Su esbeltez efectiva debería ser $(h_{ef} / t_{ef}) \leq (h_{ef} / t_{ef})_{max}$
- La relación entre longitud del trozo de muro ciego y la altura libre máxima de sus huecos adyacentes debería ser $(\ell / h) \geq (\ell / h)_{min}$

Tabla 9.2: Recomendaciones geométricas para muros de cortante

Tipo de fábrica	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef} / t_{ef})_{max}$	$(l / h)_{min}$
No armada, de piedra	350	9	0,5
No armada ni de piedra	240	12	0,5
No armada ni de piedra, con baja sismicidad	170	15	0,35
Confinada	240	15	0,3
Armada	240	15	0

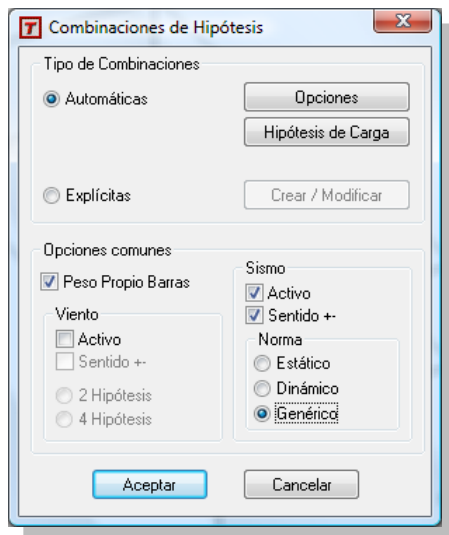
En **Tricalc**, si no se cumple con el espesor $t_{ef,min}$ o la esbeltez (h_{ef} / t_{ef}) , aparece error de “esbeltez (pandeo)”. No se consideran los casos de fábrica confinada ni de fábrica armada.

2.10.9 Espectros para sismo genérico de acuerdo con NP EN 1998-1:2010 + NA

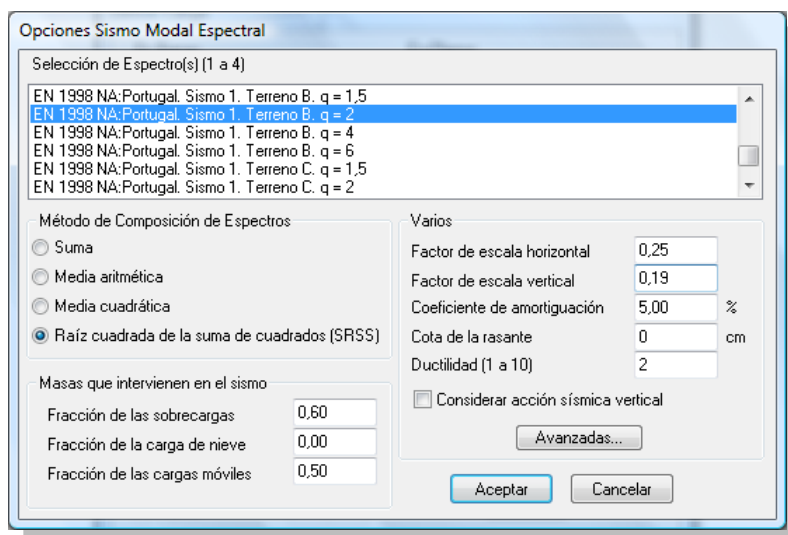
El Anexo Nacional de Portugal del Eurocódigo 8 modifica los espectros de cálculo con respecto a los establecidos en EN 1998-1:2004, por lo que es necesario utilizar espectros genéricos (que pueden ser definidos por el propio usuario). Se suministran con el programa los espectros de respuesta para facilitar este trabajo a los usuarios.

Para seleccionar los espectros de cálculo del Anexo Nacional de Portugal, siga los pasos que se indican en este apartado.

En primer lugar, debe seleccionar el tipo de sismo **Genérico** en la función **Cargas > Opciones...** tal como se indica en la figura siguiente.



En segundo lugar, debe seleccionar el espectro adecuado para la estructura, así como los restantes parámetros que se fijan en la caja de diálogo **Cargas > Definir...**, botón **Sismo Genérico**.



Los espectros introducidos según el Anexo Nacional de Portugal del Eurocódigo 8 tienen un nombre de tipo **EN 1998 NA:Portugal. Sismo 'x'. Terreno 'y'. q = 'z'**, en que:

Sismo 'x'

Representa el tipo de sismo a considerar, pudiendo escogerse entre Sismo 1 y Sismo 2. El sismo tipo 1 corresponde a un sismo con epicentro ubicado en la zona Atlántica y que corresponde aproximadamente al sismo tipo 2 de la RSA. El sismo tipo 2 corresponde a un sismo con epicentro cercano situado en el territorio continental de Portugal y que corresponde a un sismo tipo 1 de la RSA. Existe un sismo tipo 2 específico para edificios situados en las Azores, no contemplado nos espectros suministrados con el programa.

Terreno 'y' Representa un tipo de terreno, pudiendo escogerse entre los tipos A, B, C, D o E. Ver el apartado **Eurocódigos Estructurales > Eurocódigo 8 > Tipos de terreno** del Manual de Normativas para más información.

q = 'z' q es el factor de comportamiento de la estructura, o sea, su ductilidad. Puede valer entre 1,5 y 6 y depende, entre otras cosas, de la tipología estructural resistente a sismo, de su regularidad en planta y altura y de la clase de ductilidad requerida. Los espectros incluidos están tabulados para ls valores 1,5, 2, 4 y 6. El valor 1,5 corresponde a una clase de ductilidad baja (DCL); los valores 2 y 4 a una clase de ductilidad media (DCM) y el valor 6 a una clase de ductilidad alta (DCH). Ver el apartado **Eurocódigos Estructurales > Eurocódigo 8 > Criterios constructivos adoptados por EN 1998-1** del Manual de Normativas para más información.

En el grupo **Masas que intervienen en el sismo**, deben utilizarse los siguientes valores:

Fracción de las sobrecargas: $\phi \cdot \psi_{2,1}$

Fracción de la acción de Nieve: $\phi \cdot \psi_{2,22}$

Fracción de las acciones Móviles: $\phi \cdot \psi_{2,11}$

Siendo

$\psi_{2,i}$ coeficiente de acción cuasi permanente, de acuerdo con EN 1990:2002, correspondiente a hipótesis i (caso de que se utilicen combinaciones explícitas, las hipótesis de carga permanente, peso propio, sobrecargas y nieve pueden variar en relación con las aquí indicadas);

ϕ el anexo nacional portugués no indica nada, por lo que pueden utilizarse los valores de la tabla 4.2 (las categorías vienen definidas en EN 1991-1-1:2002);

Tabla 4.2: Valores de ϕ para calcular $\psi_{E,i}$

Tipo de acción variable	Pisos	ϕ
Categorías A a C	Cubierta	1,0
	Pisos con ocupación relacionada	0,8
	Pisos con ocupación independiente	0,5
Categorías D a F y Archivos		1,0

Dentro del grupo **Varios** pueden definirse, entre otros, los siguientes parámetros:

Factor de escala horizontal ver el apartado siguiente;

Factor de escala vertical ver el apartado siguiente;

Coeficiente de amortiguación El valor apropiado para EN 1998 es de 5,00 %;

Ductilidad El valor de ductilidad corresponde al factor de comportamiento **q** definido en EN 1998. Este valor sólo se utiliza para obtener los desplazamientos modales, las reacciones modales y la distorsión de los pilares.

2.10.9.1 Factor de escala horizontal y vertical

En la casilla **Factor de escala horizontal** debe introducirse el valor de F_H dado por la expresión

$$F_H = a_g \cdot S / g$$

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$$

$$\rightarrow S = S_{\max}$$

$$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$$

$$\rightarrow S = S_{\max} - (S_{\max} - 1) \cdot (a_g - 1) / 3$$

$$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$$

$$\rightarrow S = 1,0$$

$$g = 9,80665 \text{ m/s}^2$$

Siendo:

a_g aceleración sísmica de cálculo para la superficie de un terreno tipo A, en m/s^2 ;

a_{gR} aceleración sísmica de referencia, en m/s^2 , función del tipo de sismo y de la zona sísmica, de acuerdo con la tabla NA.I del Anexo Nacional de Portugal o del Anexo NA.II del referido Anexo Nacional;

S factor de suelo, calculado de acuerdo con las expresiones indicadas provenientes del Anexo Nacional de Portugal;

$S_{\max}$ valor máximo de S , indicado en las tablas NA – 3.2 e NA – 3.3 del Anexo Nacional de Portugal;

γ_I coeficiente de importancia, definido en la tabla NA.II do Anexo Nacional de Portugal;

Tabla NA.I

Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
Zona	$a_{gR} (\text{m/s}^2)$	Zona	$a_{gR} (\text{m/s}^2)$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2,5	0,8
1.6	0,35	-	-

Tablas NA – 3.2 e NA – 3.3 (extracto)

Tipo Terreno	$S_{\max}$
A	1,0

B	1,35
C	1,6
D	2,0
E	1,8

Tabla NA.II (extracto)

Clase de Importancia	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
I	0,65	0,75
II	1,00	1,00
III	1,45	1,25
IV	1,95	1,50

En caso de que el valor del coeficiente de comportamiento, q , no sea uno de los tabulados en los espectros introducidos (1.5, 2, 4 e 6), puede, de forma simplificada y del lado de la seguridad, escoger el espectro definido para el valor de $q' > q$ más próximo de q , y multiplicar el valor del factor F_H por $q' / q > 1$.

El espectro para sismo vertical difiere del espectro para sismo horizontal; resulta exactamente de una modificación resultante de multiplicar el primero por un factor constante. Sin embargo, como simplificación, en la casilla **Factor de escala vertical** puede introducirse el valor de F_V dado por la expresión

$$F_V = (F_H / S) \cdot (a_{vg} / a_g) \cdot (q / 1,5)$$

Donde

(a_{vg} / a_g) viene dado por la tabla NA – 3.4 del Anexo Nacional de Portugal

Tabla NA – 3.4 (extracto)

Tipo de Sismo	(a_{vg} / a_g)
1	0,75
2	0,95

2.10.9.2 Consideraciones constructivas

Para que las vigas, diagonales y pilares de hormigón armado consideren los criterios constructivos del capítulo 5 de EN 1998-1, deberá, en la ficha **Sismo** de las opciones de armadura, seleccionar la opción **Según los valores aquí definidos**, así como los valores adecuados en el resto de esta caja de diálogo.

2.11 Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio

Tricalc utiliza para el cálculo de estructuras de aluminio las siguientes partes del Eurocódigo 9:

- EN 1999-1-1:2007 + A1:2009. Reglas generales.
- EN 1999-1-2:2007 + AC:2009. Resistencia al fuego.

Es importante leer detalladamente la implementación del EC9 que **Tricalc** realiza a fin de que el usuario pueda complementar los cálculos del programa con otros cálculos adicionales realizados por él mismo, y que no efectúa el programa.

2.11.1 Bases de Cálculo

El **EC-9** remite en general a los Eurocódigos 0 y 1 para todo lo relacionado con acciones, hipótesis, sus coeficientes de seguridad y las combinaciones entre ellas en los diferentes estados límite, por lo que puede consultar dichos apartados de este documento.

Recuerde que también podrá utilizar, para los elementos de aluminio, las combinaciones explícitas que se seleccionen, en cuyo caso, no es de aplicación este apartado.

2.11.2 Materiales

Tricalc está preparado para realizar cálculos con perfiles extruidos de aleaciones maleables de aluminio. Los productos soportados son:

- ET: tubos extruidos, que comprenden los tubos circulares o rectangulares huecos.
- EP: perfiles extruidos, de los cuales **Tricalc** soporta los EP/O, perfiles abiertos, que comprenden perfiles en I, U, L o T.
- ER/B: chapas y barras macizas extruidas, que son los perfiles rectangulares o circulares macizos.

En el EC-9 las características de dichos productos se muestran en la tabla 3.2b, que reproducimos a continuación:

Aleación EN-AW	Producto	Templado	Espesor t (mm)	f _o	f _u	A	f _{o,haz}	f _{u,haz}	factor HAZ		BC	n _p
				MPa		%	MPa		ρ _{o,haz}	ρ _{u,haz}		
5083	EP, ET, ER/B	O/H111, F/ H112	t ≤ 200	110	270	12	110	270	1	1	B	5
5454	EP, ET, ER/B	O/H111, F/H112	t ≤ 25	85	200	16	85	200	1	1	B	5
5754	EP, ET, ER/B	O/H111, F/ H112	t ≤ 25	80	180	14	80	180	1	1	B	6
6060	EP, ET, ER/B	T5	t ≤ 5	120	160	8	50	80	0,42	0,50	B	17
	EP		5 < t ≤ 25	100	140	8			0,50	0,57	B	14
	ET, EP, ER/B	T6	t ≤ 15	140	170	8	60	100	0,43	0,59	A	24
	ET, EP, ER/B	T64	t ≤ 15	120	180	12			0,50	0,56	A	12
	ET, EP, ER/B	T66	t ≤ 3	160	215	8	65	110	0,41	0,51	A	16
	EP		3 < t ≤ 25	150	195	8			0,43	0,56	A	18
6061	ET, EP, ER/B	T4	t ≤ 25	110	180	15	95	150	0,86	0,83	B	8
	ET, EP, ER/B	T6	t ≤ 25	240	260	8	115	175	0,48	0,67	A	55
6063	ET, EP, ER/B	T5	t ≤ 3	130	175	8	60	100	0,46	0,57	B	16
	EP		3 < t ≤ 25	110	160	7			0,55	0,63	B	13
	ET, EP, ER/B	T6	t ≤ 25	160	195	8	65	110	0,41	0,56	A	24
	ET, EP, ER/B	T66	t ≤ 10	200	245	8	75	130	0,38	0,53	A	22

	EP		$10 < t \leq 25$	180	225	8			0,42	0,58	A	21
6005A	EP/O, ER/B	T6	$t \leq 5$	225	270	8	115	165	0,51	0,61	A	25
			$5 < t \leq 10$	215	260	8			0,53	0,63	A	24
			$10 < t \leq 25$	200	250	8			0,58	0,66	A	20
	EP/H, ET	T6	$t \leq 5$	215	255	8			0,53	0,65	A	26
			$5 < t \leq 10$	200	250	8			0,58	0,66	A	20
6106	EP	T6	$t \leq 10$	200	250	8	95	160	0,48	0,64	A	20
6082	EP, ET, ER/B	T4	$t \leq 25$	110	205	14	100	160	0,91	0,78	B	8
	EP	T5	$t \leq 5$	230	270	8	125	185	0,54	0,69	B	28
	EP, ET	T6	$t \leq 5$	250	290	8	125	185	0,50	0,64	A	32
			$5 < t \leq 15$	260	310	10			0,48	0,60	A	25
	ER/B	T6	$t \leq 20$	250	295	8	125	185	0,50	0,63	A	27
			$20 < t \leq 150$	260	310	8			0,48	0,60	A	25
7020	EP, ET, ER/B	T6	$t \leq 15$	290	350	10	205	280	0,71	0,80	A	23
	EP, ET, ER/B		$15 < t \leq 40$	275	350	10			0,75	0,80	A	19

Cuando hay distintos espesores, **Tricalc** utiliza las características correspondientes al espesor más pequeño. El cuadro de diálogo “Materiales” en la pestaña “Aluminio Estructural” visualiza los datos en función de la aleación y el templado escogidos. Si se selecciona “Otros”, se pueden introducir los datos que el usuario desee.

Los parámetros $\rho_{o,haz}$ y $\rho_{u,haz}$ son los factores de reblandecimiento por HAZ. Las zonas HAZ (Heat Affected Zone) son zonas afectadas por un descenso de la resistencia debido al calentamiento producido durante el proceso de soldeo. En **Tricalc** por el momento no se tienen en cuenta dichas zonas.

Se establecen las siguientes características del material:

módulo de Elasticidad	E	70.000	MPa
módulo de Rigidez	G	27.000	MPa
coeficiente de Poisson	ν	0,3	
coeficiente de dilatación térmica	α	$23 \cdot 10^{-6}$	(°C) ⁻¹
Densidad	P	2.700	kg/m ³

2.11.3 Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia

Salvo lo que indique el anexo nacional, se adoptarán los siguientes valores:

$\gamma_{M1} = 1,10$ coeficiente relativo a la resistencia de secciones transversales, sea cual sea la sección, y a la resistencia de elementos a inestabilidad (pandeo);

$\gamma_{M2} = 1,25$ coeficiente relativo a la resistencia a rotura de secciones transversales en tracción;

En **Tricalc** su valor es modificable por el usuario.

2.11.4 Análisis estructural y cálculo de las solicitaciones

Tricalc permite modelizar adecuadamente la rigidez de las cimentaciones por medio de la introducción de resortes en los puntos de la cimentación y la rigidez de las uniones por medio de uniones articuladas, semirrígidas o rígidas.

Tricalc realiza los cálculos de solicitaciones por medio de un análisis elástico global de primer orden o elástico global de segundo orden (es decir, considerando la posición de las cargas en la estructura deformada), con unas cargas introducidas por el usuario en las diferentes hipótesis.

Se asume que los efectos de 2º orden sobre los esfuerzos o comportamiento estructural pueden ignorarse si se cumple que (salvo lo que indique el Anexo Nacional):

$$\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed} \geq 10$$

Siendo

α_{cr} coeficiente por el que hay que multiplicar las acciones de cálculo para provocar el pandeo global elástico de la estructura;

F_{Ed} Acciones de cálculo sobre la estructura en la combinación considerada;

F_{cr} Carga crítica de inestabilidad elástica global de pandeo en la combinación considerada.

No se tienen en cuenta los efectos del arrastre por cortante y el pandeo local sobre la rigidez.

De acuerdo con el apartado 5.2.2 de la EN 1999-1-1, la estabilidad global de la estructura puede comprobarse mediante uno de los siguientes procedimientos:

- Mediante un análisis de 2º orden que contemple todos los fenómenos de inestabilidad (incluyendo pandeo por flexión, pandeo lateral y pandeo por torsión), considerando las imperfecciones globales y locales. En este caso, no será necesario contemplar al apartado “6.3 Resistencia a pandeo de elementos”.
- Mediante un análisis de 2º orden que contemple parte de los fenómenos de inestabilidad, considerando las imperfecciones globales y contemplando al apartado “6.3 Resistencia a pandeo de elementos” para los fenómenos no contemplados (pandeo por flexión, pandeo lateral y pandeo por torsión) con una longitud de pandeo igual a la del sistema (es decir, como intraslacional).
- Sustituyendo, en cualquiera de los casos anteriores, el análisis de 2º orden por un análisis elástico lineal seguido de la aplicación de un coeficiente de amplificación de las acciones horizontales.
- Mediante un análisis de primer orden lineal (sin tener en cuenta las imperfecciones globales o locales) y la aplicación del apartado “6.3 Resistencia a pandeo de elementos” considerando una longitud de pandeo estimada a partir del modo de inestabilidad de la estructura completa (longitud de pandeo traslacional).

El coeficiente de amplificación antes mencionado, tiene el valor

$$1 / (1 - 1 / \alpha_{cr})$$

La utilización de este coeficiente será válido si:

- $\alpha_{cr} \geq 3,0$;
- En caso de estructuras de varias plantas, éstas deben ser similares en cuanto a
- Reparto de cargas verticales
- Reparto de cargas horizontales
- Rigidez horizontal de la planta en relación a sus cargas horizontales (es decir, con similar α_{cr})

2.11.4.1 Imperfecciones

El **EC9** recoge, en su apartado 5.3.2, la necesidad de considerar el efecto de las imperfecciones globales (desplomes iniciales) en el cálculo de las solicitaciones de la estructura, lo cual es opcional en el programa. También recoge para algunos casos (véase el apartado anterior) la necesidad de considerar una imperfección local para elementos aislados (curvatura inicial) para la consideración del pandeo, lo cual es opcional en el programa.

2.11.5 Estados límite de utilización

Tricalc determina la deformación máxima (flecha) en los puntos interiores de una barra considerando la deformación producida por todas las cargas actuantes sobre la barra, y la producida por los momentos negativos de sus extremos.

En los casos que interese conocer la deformación de un punto concreto de la estructura, se pueden introducir nudos interiores a una barra, obteniéndose los desplazamientos elásticos después del cálculo de esfuerzos, mediante el listado de desplazamientos del programa.

2.11.6 Estados límite últimos

Tricalc comprueba la resistencia de las secciones y de las barras de una estructura considerando cada barra de forma aislada, con las solicitaciones determinadas por medio del análisis elástico de primer o segundo orden.

El programa realiza las siguientes comprobaciones:

- Resistencia de la sección a tracción.
- Resistencia de la sección a compresión y pandeo.
- Resistencia de la sección a flexión, tanto simple como compuesta.
- Resistencia de la sección a la actuación de esfuerzos combinados de flexión compuesta.
- Resistencia de la sección a esfuerzos tangenciales (cortante y torsión).
- Resistencia de la barra a pandeo lateral.
- Resistencia a la abolladura por cortante.

No se realizan las siguientes comprobaciones:

- Resistencia a pandeo del alma y de las alas.
- Resistencia a fatiga.

2.11.7 Clasificación de las secciones

Los ejes principales de las secciones del **EC-9** están cambiados respecto a los utilizados por **Tricalc**. Por ejemplo, en un perfil en I, los ejes de mayor inercia es el eje YY para el **EC-9**, en cuanto que es el eje Zp para **Tricalc**.

Tricalc clasifica las secciones atendiendo al apartado 6.1.4.2 del **EC9**. Se permiten las diferentes formas de la sección transversal, todas con aluminio extruido:

- Tubos circulares o rectangulares huecos.
- Perfiles en I, U, L o T.
- Perfiles rectangulares o circulares macizos.

Se definen las siguientes clases de secciones:

Clase	Tipo	Descripción
1	Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
2	Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
3	Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del aluminio pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
4	Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

En secciones de Clase 4 deberán utilizarse espesores eficaces para tener en cuenta los problemas de pandeo local según el apartado 6.1.5 “Resistencia local al pandeo”.

Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan las partes comprimidas de las secciones. Como cada parte comprimida de una sección (ala o alma) puede pertenecer a clases diferentes, se asignará a la sección la clase menos favorable.

En una sección se distinguen las siguientes partes de pared delgada:

- Partes extremas planas
- Partes interiores planas

Atendiendo al grado de rigidez de cada parte pueden clasificarse en:

SO	parte extrema simétrica (Symmetrical Outstand). Ej: los trozos de un ala de un IPE
UO	parte extrema no simétrica. Ej: el ala de un UPN
I	parte interior
RI	parte interior con rigidizador interior (no contemplado en Tricalc)
RUO	parte extrema con rigidizador de labio o bulbo (no contemplado en Tricalc)

La esbeltez de cada elemento plano de una sección es b/t . Para medir **b** se establece el siguiente criterio:

- En secciones soldadas (no utilizadas en **Tricalc**), se descuenta la soldadura
- En secciones extrusionadas o laminadas se descuenta el radio de acuerdo si supone mayor espesor. Las secciones extrusionadas son las utilizadas en **Tricalc**.
- En secciones conformadas (no utilizadas en **Tricalc**) no se descuenta el radio de acuerdo
- En extremos libres se cuenta con el posible rigidizador de borde

La susceptibilidad al pandeo local de **partes planas no rigidizadas** se mide mediante el parámetro β , de valor:

■ Partes interiores con tensión uniforme	$\beta = b / t$
■ Partes extremas con tensión uniforme	$\beta = b / t$
■ Partes interiores con gradiente de tensiones y $\psi = -1$	$\beta = 0,4 \cdot b / t$
■ Partes interiores con gradiente de tensiones y $\psi \neq -1$	$\beta = \eta \cdot b / t$
■ Partes extremas con mayor compresión en el arranque	$\beta = \eta \cdot b / t$
$1 \geq \psi \geq -1 \quad \rightarrow \quad \eta = 0,70 + 0,30 \cdot \psi$	
$\psi \leq -1 \quad \rightarrow \quad \eta = 0,80 / (1 - \psi)$	

Siendo

ψ razón de tensiones en los extremos respecto al extremo más comprimido. En general se usará el eje neutro elástico, salvo en Clases 1 y 2, en que puede utilizarse el eje neutro plástico.

La susceptibilidad al pandeo local de **secciones circulares huecas de pequeño espesor** se mide mediante el parámetro β , de valor:

$$\beta = 3 \cdot (D / t)^{0,5}$$

D diámetro de la línea media del tubo.

De acuerdo a las siguientes tablas, en la que ‘vigas’ se refiere a secciones en flexión y ‘bielas’ a secciones en compresión, se puede obtener la clasificación de las partes de la sección. Los parámetros de comparación β_1 , β_2 y β_3 se obtienen mediante la tabla 6.2 de la EN 1999-1-1:2007.

Clase	Vigas	Bielas
Clase 1	$\beta \leq \beta_1$	$\beta \leq \beta_2$
Clase 2	$\beta_1 < \beta \leq \beta_2$	
Clase 3	$\beta_2 < \beta \leq \beta_3$	
Clase 4	$\beta_3 < \beta$	

EN 1999-1-1:2007 Tabla 6.2 – parámetros de esbeltez β_i / ε

Clase de material (tabla 3.2)	Parte interior			Parte extremo		
	β_1 / ε	β_2 / ε	β_3 / ε	β_1 / ε	β_2 / ε	β_3 / ε
Clase A, sin soldaduras	11	16	22	3	4,5	6
Clase A, con soldaduras	9	13	18	2,5	4	5
Clase B, sin soldaduras	13	16,5	18	3,5	4,5	5
Clase B, con soldaduras	10	13,5	15	3	3,5	4

donde $\varepsilon = (250 / f_o)^{0.5}$; con f_o en MPa.

En partes con tensiones inferiores a la máxima de la sección (implica flexión), se puede utilizar la expresión modificada $\varepsilon = [(250 / f_o) \cdot (z_1 / z_2)]^{0.5}$, en la que

z_1 es la distancia del eje neutro elástico de la sección eficaz y la fibra más alejada de la sección

z_2 es la distancia del eje neutro elástico de la sección eficaz y la fibra más alejada de la parte considerada

Características de las secciones de clase 4

Las características de las secciones de clase 4 (secciones eficaces) se evalúan de acuerdo con el apartado 6.1.5 de la EN 1999-1-1:2007.

En secciones de Clase 4 con partes de espesor uniforme parcial o completamente comprimidas, se establece una sección eficaz reduciendo el espesor de dichas partes por un factor ρ_c . En **Tricalc** no se contemplan las secciones con partes de espesor no uniforme.

Para cada parte parcial o totalmente comprimida se tiene:

$$\beta \leq \beta_3 \rightarrow \rho_c = 1,0$$

$$\beta > \beta_3 \rightarrow \rho_c = C_1 \cdot (\varepsilon/\beta) - C_2 \cdot (\varepsilon/\beta)^2$$

EN 1999-1-1:2007 Tabla 6.3 – constantes C_1 y C_2 para ρ_c

Clase de material (tabla 3.2)	Parte interior		Parte extremo	
	C_1	C_2	C_1	C_2
Clase A, sin soldaduras	32	220	10	24
Clase A, con soldaduras	29	198	9	20
Clase B, sin soldaduras	29	198	9	20
Clase B, con soldaduras	25	150	8	16

En partes UO (parte extremo no simétrica), además, se cumplirá

$$\rho_c \leq 120 \cdot (\varepsilon/\beta)^2$$

Para secciones con flexión en dos planos o flexo compresión, la clase de las secciones debería realizarse por separada para compresión simple, flexión simple en el eje fuerte y flexión simple en el eje débil.

Resistencia de las secciones

Generalidades

Para los efectos de arrastre por cortante se remite al anexo K de la EN 1999-1-1:2007, pero **Tricalc** no los tiene en cuenta.

La comprobación elástica, válida para cualquier clase de sección (las de clase 4, con la sección transversal reducida), puede realizarse, a falta de otra fórmula más ajustada, con la siguiente expresión conservadora, aplicada en el punto crítico de la sección:

$$\frac{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2}{(f_o/\gamma_{M1})^2} \leq C$$

Siendo

$\sigma_{x,Ed}$ tensión longitudinal de cálculo en el punto considerado;

$\sigma_{z,Ed}$ tensión transversal de cálculo en el punto considerado;

τ_{Ed} tensión tangencial de cálculo en el punto considerado.

$C \geq 1$ constante que salvo lo indicado en el Anexo Nacional, puede tomarse $C = 1,2$.

Además se tienen que cumplir las siguientes condiciones:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_o / \gamma_{M1};$$

$$\sigma_{z,Ed} \leq f_o / \gamma_{M1};$$

$$3^{0,5} \cdot \tau_{Ed} \leq f_o / \gamma_{M1};$$

Resistencia a tracción

En las secciones solicitadas a esfuerzo de tracción N_{Ed} , se debería comprobar:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

La excentricidad debida a soldaduras no simétricas puede ignorarse. Puede considerarse

$$N_{t,Rd} = \min \{ N_{o,Rd} ; N_{u,Rd} \}$$

Donde $N_{o,Rd} = A_g \cdot f_o / \gamma_{M1}$ coincidiendo en **Tricalc** el valor de A_g con el de la sección bruta. $N_{u,Rd}$ en **Tricalc** no tiene sentido, ya que no maneja ni secciones con agujeros ni zonas HAZ, con lo que para **Tricalc** $N_{t,Rd} = N_{o,Rd}$.

Resistencia a compresión

En las secciones solicitadas por un esfuerzo axial de compresión, se realiza la comprobación:

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$$

Siendo:

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

donde A_{eff} es el área efectiva basada en un espesor reducido por pandeo local.

Resistencia a flexión

Se debe cumplir que

$$M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1$$

La resistencia para momentos alrededor del eje principal es:

$$M_{Rd} = \min \{ M_{u,Rd} ; M_{c,Rd} \}$$

$$M_{u,Rd} = W_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

$$M_{c,Rd} = \alpha \cdot W_{el} \cdot f_o / \gamma_{M1}$$

El factor de forma α puede tomar los siguientes valores:

Clase de la sección	α

Clase 1	W_{pl} / W_{el}
Clase 2	W_{pl} / W_{el}
Clase 3	$\alpha_{3,u}$
Clase 4	W_{eff} / W_{el}

Siendo

α factor de forma, de acuerdo con la tabla anterior. El valor de $\alpha_{3,u}$ es:

$$\alpha_{3,u} = 1 + \left(\frac{\beta_3 - \beta}{\beta_3 - \beta_2} \right) \left(\frac{W_{pl}}{W_{el}} - 1 \right) \geq 1$$

W_{el} módulo resistente elástico de la sección bruta (ver 6.2.5.2);

W_{pl} módulo resistente plástico de la sección bruta;

W_{eff} módulo resistente efectivo, tomando un espesor eficaz t_{eff} para las partes de Clase 4 (ver 6.2.5.2);

W_{net} módulo resistente elástico de la sección neta, descontando agujeros y tomando un espesor $\rho_{u,haz} \cdot t$ para las HAZ. En **Tricalc** coincide con W_{el} ;

β parámetro de esbeltez de la parte más crítica de la sección (la que tenga el menor valor β_2 / β);

β_2, β_3 valores límite para dicha parte de acuerdo con la Tabla 6.2.

Cada trozo de la sección se calcula con un espesor reducido o no, de forma que para las zonas comprimidas de partes de Clase 4, tomar $t_{eff} = \rho_c \cdot t$.

Resistencia al esfuerzo transversal

El valor de cálculo del esfuerzo transversal se comprueba por medio de la expresión:

$$V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1$$

En ausencia de torsión, la resistencia plástica a cortante es

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

donde A_v es el área de corte a considerar en cada sección y en cada dirección. El valor se toma de los campos A_y y A_z de la base de perfiles. Se pueden utilizar las fórmulas indicadas en el apartado 6.2.6 del **EC-9** para modificar los valores de A_y y A_z contenidos en la base de perfiles.

Resistencia a torsión

Si las deformaciones por distorsión pueden ser despreciadas, debería cumplirse que

$$T_{Ed} / T_{Rd} \leq 1$$

$$T_{Rd} = \frac{W_{T,pl} \cdot f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

El torsor total de cálculo es la suma de dos efectos internos:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

Siendo

$T_{t,Ed}$ valor de cálculo de la torsión de St. Venant. En secciones abiertas (H, I, U,...) puede despreciarse;

$T_{w,Ed}$ valor de cálculo de la torsión de alabeo. En secciones huecas cerradas puede despreciarse.

La torsión produce las siguientes tensiones:

$\tau_{t,Ed}$ tensiones tangenciales debidas a la torsión de St. Venant $T_{t,Ed}$;

$\sigma_{w,Ed}$ tensiones normales longitudinales debidas al bimomento B_{Ed} ;

$\tau_{w,Ed}$ tensiones tangenciales debidas a la torsión por alabeo $T_{w,Ed}$.

Para cortante más torsión, la resistencia plástica a cortante, $V_{pl,Rd}$, se sustituye por $V_{T,Rd}$, de forma que

$$V_{Ed} / V_{T,Rd} \leq 1$$

Para secciones en I o H:

$$V_{T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_o / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})}} \cdot V_{Rd}$$

Para secciones en U:

$$V_{T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_o / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{f_o / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})} \right] \cdot V_{Rd}$$

Para secciones huecas

$$V_{T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_o / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})} \right] \cdot V_{Rd}$$

Resistencia conjunta a flexión y cortante

Si $V_{Ed} < 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$, no es necesario reducir la resistencia a flexión (salvo lo que indique el apartado 6.7.6 de la EN 1999-1-1:2007 sobre abolladura por cortante). Si por el contrario, $V_{Ed} \geq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$, la resistencia a flexión se calculará suponiendo en el área a cortante, un límite elástico reducido

$$f_{o,V} = f_o \cdot \left[1 - \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

Siendo V_{Rd} la resistencia a cortante según el apartado 6.2.6 de EN 1999-1-1:2007. Si hay también torsión, se sustituye V_{Rd} en las anteriores expresiones por $V_{T,Rd}$ (ver la comprobación a torsión).

Alternativamente, para secciones en I o H bisimétricas con cortante y flexión en el plano del alma, el momento resistente es (con los ejes definidos en **EC9**)

Para sección de Clase 1 o 2:

$$M_{y,V,Rd} = t_f \cdot b_f \cdot (h - t_f) \frac{f_o}{\gamma_{M1}} + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4} \frac{f_{o,V}}{\gamma_{M1}}$$

Para sección de Clase 3:

$$M_{y,V,Rd} = t_f \cdot b_f \cdot (h - t_f) \frac{f_o}{\gamma_{M1}} + \frac{t_w \cdot h_w^2}{6} \frac{f_{o,V}}{\gamma_{M1}}$$

Para sección de Clase 4 o con HAZ, véase el apartado 6.2.5 de EN 1999-1-1:2007.

Si también hay cargas transversales, véase el apartado 6.7.6 de EN 1999-1-1:2007.

Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones abiertas

Para secciones bisimétricas (salvo secciones convexas) se deberían cumplir las 2 condiciones siguientes:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\xi_0} + \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\eta_0} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \right)^{\gamma_0} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{\xi_0} \leq 1$$

Siendo

$$\eta_0 = 1 \text{ o } \eta_0 = \alpha_z^2 \cdot \alpha_y^2, \text{ con } 1 \leq \eta_0 \leq 2$$

$$\gamma_0 = 1 \text{ o } \gamma_0 = \alpha_z^2, \text{ con } 1 \leq \gamma_0 \leq 1,56$$

$$\xi_0 = 1 \text{ o } \xi_0 = \alpha_y^2, \text{ con } 1 \leq \xi_0 \leq 1,56$$

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_o / \gamma_{M1}, \text{ ver 6.2.4;}$$

$$M_{y,Rd} = \alpha_y \cdot W_{y,el} \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

$$M_{z,Rd} = \alpha_z \cdot W_{z,el} \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

α_y, α_z factor de forma a flexión para considerar pandeo local y HAZ, véase 6.2.5;

$$\omega_0 = 1.$$

Las secciones monosimétricas no se contemplan en **Tricalc**.

Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones huecas y macizas convexas

Deberían cumplir:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^\psi + \left[\left(\frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} \leq 1$$

Siendo

= 1,3 o $\psi = \alpha_z \cdot \alpha_y$, con $1 \leq \psi \leq 1,3$ para secciones huecas

= 2,0 o $\psi = \alpha_z \cdot \alpha_y$, con $1 \leq \psi \leq 2,0$ para secciones macizas convexas

Resistencia conjunta a flexión, esfuerzo cortante y esfuerzo axil

Si $V_{Ed} < 0,50 \cdot V_{Rd}$, no es necesario reducir la resistencia conjunta a axil más flexión de apartados anteriores (salvo lo que indique EN 1999-1-1:2007 en el apartado 6.7.6 sobre abolladura del alma por cortante). Si por el contrario, $V_{Ed} \geq 0,50 \cdot V_{Rd}$, la resistencia a flexión se calculará suponiendo en el área a cortante, un límite elástico reducido

$(1 - \rho) \cdot f_o$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$$

En lugar de reducir el límite elástico, también se puede reducir en la misma medida el espesor de la parte de sección correspondiente al área de cortante.

Resistencia a compresión con pandeo

En las barras solicitadas por un esfuerzo axial de compresión, se realiza la comprobación:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$$

Se modifica la resistencia de cálculo a pandeo de una pieza comprimida, que será:

$$N_{b,Rd} = \kappa \cdot \chi \cdot A_{eff} \cdot f_o / \gamma_{M1}$$

donde:

χ coeficiente de reducción del modo de pandeo a considerar. Para $\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$ o $N_{Ed} \leq \bar{\lambda}_0^2 \cdot N_{cr}$, no es necesario considerar el pandeo, por lo que puede adoptarse $\chi = 1$. En piezas de sección uniforme y axil de compresión constante, se puede utilizar la expresión:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \geq 1$$

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_o}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A} \frac{f_o}{E}}$$

α coeficiente de imperfección, que debería tomarse de la tabla 6.6 (pandeo por flexión) o 6.7 (pandeo por torsión o flexo-torsión);

κ factor de debilitamiento por soldaduras. No utilizado en **Tricalc**;

$\bar{\lambda}_0$ límite inferior de la esbeltez, que debería tomarse de la tabla 6.6 (pandeo por flexión) o 6.7 (pandeo por torsión o flexo-torsión);

A_{eff} área efectiva considerando el pandeo local en secciones de Clase 4; o A en secciones de Clase 1, 2 o 3. Para pandeo por torsión o flexo-torsión, ver Tabla 6.7;

N_{cr} axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado, obtenido con la sección bruta;

L_{cr} = $k \cdot L$; longitud de pandeo en el plano de pandeo considerado;

i radio de giro alrededor de eje considerado de la sección bruta;

k factor de longitud de pandeo.

EN 1999-1-1:2007 Tabla 6.6 Valores para pandeo por flexión

Clase del material según Tabla 3.2	α	$\bar{\lambda}_0$
Clase A	0,20	0,10
Clase B	0,32	0,00

EN 1999-1-1:2007 Tabla 6.7 Valores para pandeo por torsión y flexo-torsión

Sección transversal	α	$\bar{\lambda}_0$	A_{eff}
General	0,35	0,40	A_{eff}
Compuesta sólo por partes en voladizo dispuestas en estrella	0,20	0,60	A

Cuando se desactiva la opción **Comprobar PANDEO** de la caja **Cálculo>Secciones>Opciones...** se toma el valor $\chi_y = \chi_z = 1$. Cuando se desactiva las opciones **Esbeltez Yp** o **Esbeltez Zp** de la función **Cálculo>Secciones>Opciones...** se toma $\chi_y = 1$ o $\chi_z = 1$.

Resistencia a flexión con pandeo lateral-torsional

No es necesario considerar el pandeo lateral torsional en ninguno de los casos siguientes:

La flexión es sobre el eje débil y la carga no se aplica sobre el centro de cortantes

Es elemento tiene restringido el desplazamiento lateral a lo largo de su longitud

Se cumple que entre puntos de restricción lateral, $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$

Un elemento sin arriostramiento lateral con flexión en el eje fuerte se comprueba a pandeo lateral con:

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \alpha \cdot W_{el,y} \cdot f_o / \gamma_{M1}$$

Siendo:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \geq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{0,LT}) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\alpha \cdot W_{el,y} \cdot f_o}{M_{cr}}}$$

$W_{el,y}$ módulo elástico resistente de la sección bruta, no siendo necesario considerar los agujeros, reblandecimiento por HAZ o pandeo local;

α según la Tabla 6.4, con $\alpha \leq W_{pl,y} / W_{el,y}$;

α_{LT} coeficiente de imperfección;

M_{cr} momento crítico elástico de pandeo lateral torsional, calculado en base a la sección bruta, la distribución de momentos y los arriostramientos laterales. Ver Anexo I.1 de EN 1999-1-1:2007.

En la siguiente tabla se dan los valores recomendados para α_{LT} y $\bar{\lambda}_{0,LT}$

Clase de la sección	α_{LT}	$\bar{\lambda}_{0,LT}$
Clase 1 o 2	0,10	0,60
Clase 3 o 4	0,20	0,40

Para $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ o $M_{Ed} / M_{cr} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$, no es necesario considerar el pandeo lateral (equivale a decir que $\chi_{LT} = 1$).

Resistencia a flexión compuesta con pandeo

Las secciones sometidas a compresión más flexión en ambos ejes con pandeo, cumplirán lo indicado a continuación. Para este apartado las secciones se clasifican en:

Elementos no susceptibles de deformación torsional, en los que sólo existirá pandeo por flexión. Secciones huecas circulares o con torsión impedida;

Elementos susceptibles de deformación torsional, en los que habrá pandeo por flexión y pandeo lateral-torsional. Secciones abiertas o con torsión no impedida.

Cuando sólo exista **pandeo por flexión** se nos presentan los siguientes casos:

Para secciones abiertas doblemente simétricas (pero no convexas) y flexión simple deberían satisfacerse las expresiones (6.59) y (6.60):

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \omega_x \cdot N_{Rd}} \right)^{\xi_{yc}} + \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \leq 1 \quad (6.59)$$

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \omega_x \cdot N_{Rd}} \right)^{\eta_c} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{\xi_{zc}} \leq 1 \quad (6.60)$$

Siendo:

$$\eta_c = 0,8 \text{ o } \eta_c = \eta_0 \cdot \chi_z, \text{ con } \eta_c \geq 0,8$$

$$\xi_{yc} = 0,8 \text{ o } \xi_{yc} = \xi_0 \cdot \chi_y, \text{ con } \xi_{yc} \geq 0,8$$

$$\xi_{zc} = 0,8 \text{ o } \xi_{zc} = \xi_0 \cdot \chi_z, \text{ con } \xi_{zc} \geq 0,8$$

η_0, ξ_0 según el apartado “Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones abiertas”;

$\omega_0 = \omega_x = 1$ en vigas o pilares sin soldaduras localizadas y momentos en extremos iguales;

Para secciones macizas convexas usaremos la ecuación 6.60, pero con:

$$\eta_c = 0,8 \text{ o } \eta_c = 2 \cdot \chi, \text{ con } \eta_c \geq 0,8$$

$$\xi_c = 0,8 \text{ o } \xi_c = 1,56 \cdot \chi, \text{ con } \xi_c \geq 0,8$$

Para secciones huecas y tubos:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \cdot \omega_x \cdot N_{Rd}} \right)^{\psi_c} + \frac{1}{\omega_0} \left[\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} \leq 1$$

Para estos tres casos de pandeo por flexión:

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}, N_{Ed}$ Esfuerzos de primer orden;

$$N_{Rd} = A \cdot f_o / \gamma_{M1}, \text{ en secciones de Clase 1 a 3;}$$

$$= A_{eff} \cdot f_o / \gamma_{M1}, \text{ para secciones en Clase 4;}$$

$$M_{y,Rd} = \alpha_y \cdot W_y \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

$$M_{z,Rd} = \alpha_z \cdot W_z \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

α_y, α_z ver los apartados “Resistencia a flexión” y “Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones abiertas”, pero con $\alpha_y \leq 1,25$; $\alpha_z \leq 1,25$.

Cuando exista **pandeo lateral-torsional por flexión**, en elementos con sección simétrica según el eje fuerte, con simetría central o bisimétricas, debería cumplirse:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \omega_x \cdot N_{Rd}} \right)^{\eta_c} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \omega_{xLT} \cdot M_{y,Rd}} \right)^{\gamma_c} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{\xi_{zc}} \leq 1$$

Siendo

$M_{y,Ed}$ momento y-y de primer orden si el elemento es biarticulado o intraslacional; de 2º orden en pórticos traslacionales;

$M_{z,Ed}$ momento z-z de primer orden;

$$N_{Rd} = A \cdot f_o / \gamma_{M1}, \text{ en secciones de Clase 1 a 3;} \\ = A_{eff} \cdot f_o / \gamma_{M1}, \text{ para secciones en Clase 4;}$$

$$M_{y,Rd} = \alpha_y \cdot W_{el,y} \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

$$M_{z,Rd} = \alpha_z \cdot W_{el,z} \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

α_y, α_z ver los apartados “Resistencia a flexión” y “Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones abiertas”, pero con $\alpha_y \leq 1,25$; $\alpha_z \leq 1,25$.

$$\eta_c = 0,8 \text{ o } \eta_c = \eta_0 \cdot \chi_z, \text{ con } \eta_c \geq 0,8$$

$$\gamma_c = \gamma_0$$

$$\xi_{yc} = 0,8 \text{ o } \xi_{yc} = \xi_0 \cdot \chi_z, \text{ con } \xi_{yc} \geq 0,8$$

$\omega_x, \omega_0, \omega_{xLT}$ factores de reblandecimiento por HAZ, en **Tricalc** valen 1.

En todos los casos, las expresiones son las de **EC-9**, en las que el eje yy de la sección corresponde al Zp de **Tricalc**, y el eje zz corresponde al Yp de **Tricalc**.

Comprobación de la abolladura del alma por cortante

La abolladura del alma por cortante (también denominado pandeo por cortante) se estudia en los siguientes casos.

Vigas con rigidizadores de alma

Si $h_w / t_w > (2,37 / \eta) \cdot (E / f_o)^{0.5}$ es necesario comprobar el pandeo por cortante. En este caso,

$$V_{Rd} = \rho_v \cdot t_w \cdot h_w \cdot f_o / (3^{0.5} \cdot \gamma_{M1})$$

$$\eta = 0,7 + 0,35 \cdot f_{uw} / f_{ow} \leq 1,2$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_o}{E}}$$

Los posibles valores de ρ_v se dan en la siguiente tabla:

Rango para λ_w	Poste rígido de final	Sin poste rígido
$\lambda_w \leq 0,83 / \eta$	η	η
$0,83 / \eta < \lambda_w \leq 0,937$	$0,83 / \lambda_w$	$0,83 / \lambda_w$
$0,937 \leq \lambda_w$	$2,3 / (1,66 + \lambda_w)$	$0,83 / \lambda_w$

Vigas con rigidizadores intermedios de alma

Si $h_w / t_w > (1,02 / \eta) \cdot (k_\tau \cdot E / f_o)^{0,5}$ es necesario comprobar el pandeo por cortante. En este caso,

$$V_{Rd} = V_{w,Rd} + V_{f,Rd}$$

La **contribución del alma** (en *Tricalc* no existe contribución de las alas) puede obtenerse como

$$V_{w,Rd} = \rho_v \cdot t_w \cdot h_w \cdot f_o / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M1})$$

Siendo

$$\lambda_w = \frac{0,81}{\sqrt{k_\tau}} \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_o}{E}}$$

ρ_v de acuerdo con la tabla del apartado anterior;

η ver 6.7.1.4.

h_{wi} y $k_{\tau i}$ se refieren al subpanel con mayor esbeltez modificada.

El valor de k_τ , para chapas con rigidizadores transversales rígidos en el caso de *Tricalc*, en el que no se contemplan rigidizadores longitudinales, es:

$$a / b_w \geq 1 \rightarrow k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot (b_w / a)^2 + k_{\tau sl}$$

$$a / b_w < 1 \rightarrow k_\tau = 4,00 + 5,34 \cdot (b_w / a)^2 + k_{\tau sl}$$

Siendo

A distancia entre rigidizadores transversales;

$k_{\tau sl}$ en *Tricalc* vale 0 al no existir rigidizadores longitudinales

Rigidizadores de alma transversales intermedios

Este tipo de rigidizadores, si son flexibles, debería considerarse su rigidez en el cálculo de k_r (coeficiente mínimo de pandeo por cortante del panel de alma, ver apartado anterior).

La inercia de los rigidizadores actuando como soporte rígido debería cumplir, siendo 'a' la distancia entre rigidizadores:

$$a / h_w < 2^{0,5} \rightarrow I_{st} \geq 1,50 \cdot h_w^3 \cdot t_w^3 / a^2$$

$$a / h_w \geq 2^{0,5} \rightarrow I_{st} \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t_w^3$$

El rigidizador debería calcularse para resistir un axil:

$$V_{Ed} - \rho_v \cdot b_w \cdot t_w \cdot \frac{f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Siendo V_{Ed} el cortante a $0,5 \cdot h_w$ del rigidizador y ρ_v según la tabla del apartado "Pandeo por cortante en vigas con rigidizadores de alma".

Resistencia al fuego

La resistencia al fuego de los elementos de aluminio calculados con Eurocódigo 9, se comprueba de acuerdo con la EN 1999-1-2:2007 + AC:2009.

Nota: Existe una incongruencia entre la nomenclatura utilizada en la EN 1992-1-2 y la EN 1999-1-2, de forma que para en lo que en una es $X_{d,fi}$ en la otra es $X_{fi,d}$. En este documento se usan ambas formas indistintamente.

Reglas generales y campo de aplicación

El método usado cubre resistencias al fuego de hasta 240 minutos.

El criterio de resistencia se satisface si se cumple la ecuación (2.3):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi,t} \leq 1$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Siendo

E_d es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 6.4.3.2 de la EN 1990);

$E_{d,fi}$ es el efecto de las acciones en situación de incendio;

$R_{d,fi,t}$ es la resistencia en situación de incendio en el instante t;

η_{fi} factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

El nivel de carga, η_{fi} , se obtiene mediante las expresiones

Para las combinaciones obtenidas mediante la expresión (6.10) de la EN 1990:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Para las combinaciones obtenidas mediante las expresiones (6.10a) y (6.10b) de la EN 1990, el menor de las siguientes expresiones:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Como simplificación puede usarse el valor $\eta_{fi} = 0,65$, excepto para áreas de almacenamiento (Categoría de carga E), donde se recomienda un valor de 0,7. En **Tricalc**, este dato se define en las opciones de comprobación a fuego.

Propiedades de los materiales

Para evaluar la resistencia en situación de incendio, algunas de las características del aluminio varían en función de la temperatura alcanzada. De esta forma, se establecen los siguientes coeficientes:

$$k_{o,\theta} = f_{o,\theta} / f_o$$

$$E_{al,\theta} / E_{al}$$

Siendo

$f_{o,\theta}$ límite elástico práctico del aluminio con el 0,2% de deformación unitaria en función de su temperatura;

$E_{al,\theta}/E_{al}$ relación entre el módulo de elasticidad del aluminio en función de su temperatura y el módulo de elasticidad del aluminio a 20 °C

Tablas 1ª y 1b: Coeficientes reductores $k_{o,\theta}$ para el aluminio a elevadas temperaturas

Aleación	Templado	Temperatura del aluminio en °C							
		20	100	150	200	250	300	350	550
EN 3004 AW-	H34	1,00	1,00	0,98	0,57	0,31	0,19	0,13	0
EN 5005 AW-	O	1,00	1,00	1,00	1,00	0,82	0,58	0,39	0
EN 5005 AW-	H14 ¹⁾	1,00	0,93	0,87	0,66	0,37	0,19	0,10	0
EN 5052 AW-	H34 ²⁾	1,00	1,00	0,92	0,52	0,29	0,20	0,12	0

EN 5083	AW-	O	1,00	1,00	0,98	0,90	0,75	0,40	0,22	0
EN 5083	AW-	H12 ³⁾	1,00	1,00	0,80	0,60	0,31	0,16	0,10	0
EN 5454	AW-	O	1,00	1,00	0,96	0,88	0,50	0,32	0,21	0
EN 5454	AW-	H34	1,00	1,00	0,85	0,58	0,34	0,24	0,15	0
EN 6061	AW-	T6	1,00	0,95	0,91	0,79	0,55	0,31	0,10	0
EN 6063	AW-	T5	1,00	0,92	0,87	0,76	0,49	0,29	0,14	0
EN 6063	AW-	T6 ⁴⁾	1,00	0,91	0,84	0,71	0,38	0,19	0,09	0
EN 6082	AW-	T4	1,00	1,00	0,84	0,77	0,77	0,34	0,19	0
EN 6082	AW-	T6	1,00	0,90	0,79	0,65	0,38	0,20	0,11	0
Otros casos			1,00	0,90	0,75	0,50	0,23	0,11	0,06	0

Los valores pueden ser aplicados también para templados H24/H34/H12/H32

Los valores pueden ser aplicados también para templados H12/H22/H32

Los valores pueden ser aplicados también para templados H22/H32

Los valores pueden ser aplicados también para EN AW-6060 T6 y T66

Temperatura del aluminio θ_{al}	Módulo de elasticidad $E_{al,\theta}$ (N/mm ²)
20 °C	70.000
50 °C	69.300
100 °C	67.900

150 °C	65.100
200 °C	60.200
250 °C	54.600
300 °C	47.600
350 °C	37.800
400 °C	28.000
550 °C	0

Clasificación de las secciones

Para las comprobaciones relativas a esta parte EN 1999-1-2, las secciones pueden ser clasificadas como a temperatura normal.

Cálculo de la resistencia a fuego

El coeficiente de seguridad para la situación de incendio, γ_{Mfi} , salvo lo indicado en el anexo nacional, puede tomarse de valor 1,0, que es el valor adoptado por **Tricalc**.

Resistencia a tracción

La resistencia de diseño de un elemento a tracción con una temperatura uniforme θ_{al} debería ser determinada mediante:

$$N_{fi,t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot (\gamma_{M1} / \gamma_{Mfi})$$

Siendo

N_{Rd} resistencia de diseño de la sección a tracción a temperatura normal, de acuerdo con EN 1999-1-1:2007.

Resistencia a compresión con pandeo

La resistencia de diseño de un elemento a compresión y pandeo con una temperatura uniforme θ_{al} debería ser determinada mediante:

$$N_{b,fi,t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot N_{b,Rd} \cdot (\gamma_{M1} / 1,2\gamma_{Mfi})$$

Siendo

$N_{b,Rd}$ resistencia de diseño a compresión y pandeo a temperatura normal, de acuerdo a EN 1999-1-1:2007;

Para la determinación de la esbeltez relativa se aplicará lo estipulado en la EN 1999-1-1.

La longitud de pandeo de un pilar para situación de incendio debería determinarse como para temperatura normal. Para una mayor precisión podría tenerse en cuenta que los elementos situados en recintos de incendio independientes del supuestamente incendiado aportan una mayor coacción que en situación no de incendio. En **Tricalc** se utiliza la misma longitud de pandeo que en la situación a temperatura normal.

Resistencia a flexión y pandeo lateral

La resistencia de diseño a flexión $M_{fi,t,Rd}$ de una sección con una temperatura uniforme θ_{al} debería determinarse mediante:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot (\gamma_{M1} / \gamma_{Mfi})$$

Siendo

M_{Rd} momento resistente de la sección a temperatura normal.

La resistencia de diseño a pandeo lateral $M_{b,fi,t,Rd}$ en un tiempo t de un elemento no arriostrado lateralmente debería determinarse mediante:

$$M_{b,fi,t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot M_{b,Rd} \cdot (\gamma_{M1} / \gamma_{Mfi})$$

Siendo

$M_{b,Rd}$ momento resistente para pandeo lateral para temperatura normal, de acuerdo a EN 1999-1-1:2007;

Resistencia a cortante

La resistencia de diseño a cortante $V_{fi,t,Rd}$ en el tiempo t de una sección puede determinarse mediante:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot V_{Rd} \cdot (\gamma_{M1} / \gamma_{Mfi})$$

Siendo

V_{Rd} la resistencia a cortante de la sección para diseño a temperatura normal, de acuerdo con EN 1999-1-1:2007;

Resistencia conjunta a compresión y flexión

Puede ser determinada utilizando las mismas fórmulas que para temperatura normal, pero utilizando:

$$N_{Ed} = N_{fi,Ed}$$

$$M_{y,Ed} = M_{y,fi,Ed}$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,fi,Ed}$$

como cargas de diseño. $N_{fi,Ed}$, $M_{y,fi,Ed}$ y $M_{z,fi,Ed}$ se calculan de acuerdo con los apartados anteriores.

Cálculo de la temperatura del aluminio

El cálculo se realiza de forma incremental. Se supone que tanto el aluminio como el ambiente se encuentran al principio a 20°C. Pasado un determinado incremento de tiempo (que en **Tricalc** es de 5 s) se calcula con la curva normalizada tiempo-temperatura la temperatura del gas que rodea al elemento. Con el ambiente a esa temperatura y el aluminio a 20°C se calcula el flujo de calor, alcanzándose otra temperatura en el aluminio al cabo de ese incremento de tiempo. A partir de aquí se considera otro incremento para el que habrá una temperatura de gas. Con esta última temperatura y la temperatura del aluminio del paso anterior, se recalcula el flujo de calor y con ello una nueva temperatura en el aluminio. Y así sucesivamente hasta llegar al tiempo de resistencia a fuego deseado (si es R60, por ejemplo, 60 minutos). La curva normalizada tiempo-temperatura se define en la EN 1991-1-2, expresión (3.4):

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

Siendo

θ_g temperatura del gas, en °C;

t tiempo desde el inicio del incendio, en minutos.

Secciones sin aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección sin aislamiento, el incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ durante un intervalo de tiempo Δt debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = (A_m / V) \cdot k_{sh} \cdot h'_{net,d} \cdot \Delta t / (c_{al} \cdot \rho_{al})$$

Siendo

A_m / V factor de forma de la sección;

A_m área de la superficie del elemento por unidad de longitud;

V volumen del elemento por unidad de longitud;

k_{sh} coeficiente corrector por el efecto sombra, pudiendo tomarse $k_{sh} = 1$ de forma conservadora;

c_{al} calor específico del aluminio;

$h'_{net,d}$ valor de diseño del flujo neto de calor por unidad de área, de acuerdo con la EN 1991-1-2;

Δt intervalo de tiempo considerado, no mayor de 5 s;

ρ_{al} densidad del aluminio.

Secciones con aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección con aislamiento, el incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ durante un intervalo de tiempo Δt debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = [\lambda_p \cdot (A_p / V) \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t] / [d_p \cdot c_{al} \cdot \rho_{al} \cdot (1 + \phi / 3)] - (e^{\phi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t} \geq 0$$

$$\phi = [(c_p \cdot \rho_p) / (c_{al} \cdot \rho_{al})] \cdot d_p \cdot A_p / V$$

Siendo

A_p / V factor de forma para elementos de aluminio con protección frente al fuego;

A_p área de la superficie interior del material protector por unidad de longitud del elemento (para revestimientos huecos con holgura alrededor del elemento de aluminio, debe ser adoptado el mismo valor que para un revestimiento hueco sin holgura);

V volumen del elemento por unidad de longitud;

c_a calor específico del aluminio en función de la temperatura;

c_p calor específico del material aislante independiente de la temperatura;

d_p grosor del material de protección contra el fuego;

λ_p conductividad térmica del sistema de protección frente al fuego;

ρ_{al} densidad del aluminio;

ρ_p densidad del material de protección.

3 México

3.1 Introducción

En este anexo se recoge la implementación en el programa **Tricalc**, de las diferentes normativas de obligado cumplimiento aplicables en México D.F. Los reglamentos recogidos son:

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado en la Gaceta Oficial del Distrito Federal el 15 de diciembre de 2017.

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (NTC), publicado en la Gaceta del Distrito Federal el 15 de diciembre de 2017, con las siguientes partes:

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera. Esta parte no se ha implementado en **Tricalc**: en su lugar, se utiliza la norma americana AF&PA/ASCE Estándar 16-95.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero. Esta parte no contempla el caso de las secciones de acero conformadas abiertas, por lo que, al seleccionar esta normativa, este tipo de secciones se comprueban con la norma estadounidense AISI S100-07/S2-10, que ha sido adoptada por CANACERO (Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero de México). Para las vigas mixtas se utiliza el capítulo I de la norma americana AISC 360-10.
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- Norma Técnica Complementaria Para La Revisión De La Seguridad Estructural De Las Edificaciones (NTC-RSEE). Esta parte no es contemplada en **Tricalc**.

Para los efectos del presente documento se entenderá por:

Reglamento Al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Normas A las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, aplicables en cada caso.

IMPORTANTE: El programa **Tricalc** implementa diversos artículos de las normas y reglamentos, debiendo observarse que los artículos no recogidos en este anexo o recogidos en otras normas o reglamentos distintos de los especificados, no son considerados por el programa **Tricalc**. En estos casos, el usuario deberá verificar por sí mismo el cumplimiento de los artículos o normas que considere de aplicación en cada caso.

En este apartado se utiliza la nomenclatura indicada en dichas normas. Aunque es similar a la nomenclatura de las normas españolas, tiene algunas diferencias.

3.2 Disposiciones generales

Se observan las disposiciones generales dispuestas en el Título sexto - **Seguridad estructural de las Construcciones**- Capítulo I del Reglamento.

Se definen los siguientes grupos de construcciones, según el Art. 139

Grupo	Subgrupo	Características
A		Edificaciones de especial importancia
A	A1	Edificios cuyo funcionamiento es vital (hospitales, escuelas, transportes, bomberos, etc.); Edificios cuya falla puede ocasionar peligro importante (depósitos de materiales tóxicos o inflamables)
	A2	Su falla puede causar muchos muertos (estadios, auditorios de más de 700 personas); o afecta a población vulnerable (escuelas de infantil, primaria y secundaria; o provoca graves pérdidas de valor histórico o cultural
B		Edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A
B	B1	Edificios de más de 30 m de altura o más de 6000 m ² construidos en zonas I y II. Edificios de más de 15 m de altura o más de 3000 m ² construidos en zona III. Templos, salas de espectáculos, o edificios con locales de reunión de aforo superior a 200 personas
	B2	Resto de edificaciones contenidas en el grupo B

La división del Distrito Federal en las zonas I a III, depende del tipo de suelo y queda reflejada en el Título sexto, capítulo VIII, artículo 170 del Reglamento y en las Normas de Cimentaciones.

3.3 Resistencia al fuego de la estructura

La resistencia al fuego de la estructura no está contemplada en el Reglamento, por lo que se adoptan las siguientes normativas de otros países:

- Para los elementos de hormigón armado y en masa así como para los muros de fábrica, la norma estadounidense ACI 216.1M-07 / TMS-216-07 (“Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies”). Véase el capítulo 5 “Normativa ACI 318M-11” de este Manual de Normativas para más información.
- Para los elementos de acero, los Eurocódigos Estructurales, EN 1993-1-2:2005 + AC:2009. Véase el capítulo “I Eurocódigos Estructurales” de este Manual de Normativas para más información.
- Para los elementos de madera, la norma estadounidense AF&PA/ASCE Estándar 16-95.

3.4 Criterios de diseño estructural

3.4.1 Estados límites

El programa verifica la seguridad de las estructuras en relación a diferentes estados límites, según el título Sexto, capítulo III del Reglamento y en las Normas de Criterios y Acciones. Los estados límites considerados son:

- Estado límite de servicio.
- Estado límite de falla.

Según dicta el Art. 4.1 de las Normas de Criterios y Acciones, se deberán considerar los siguientes valores para la comprobación del estado límite de desplazamientos:

■ **Limitación de deflexión vertical:**

$L/240$ para la flecha total y $L/480$ para la flecha activa, si existen elementos estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos. En voladizos, se duplican los límites anteriores.

■ **Limitación de deflexión horizontal:**

$H/500$ o $H/250$ según si existen o no elementos estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos.

El programa contempla la posibilidad de fijar estos límites para la deflexión vertical, para utilizar como comparación con los valores de deflexión calculados, sin considerar comprobaciones de desplazamiento relativo horizontal. Estas comprobaciones pueden, sin embargo, ser realizadas manualmente por el usuario a partir de los listados de desplazamientos relativos entre dos nudos.

3.4.2 Clasificación de las acciones

Tricalc considera en el cálculo el efecto de las acciones según las intensidades dispuestas en las Normas, pudiendo definirse cargas permanentes (G), cargas variables (W) y cargas accidentales (A).

■ **Cargas permanentes (G):**

Se dividen en cargas muertas y empujes estáticos de tierras y líquidos.

Según el Art. 5.1.1 de las Normas de Criterios y Acciones, "Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. [...] Se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables"

G_{máx} se utiliza si su efecto es desfavorable a la estabilidad de la estructura.

Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad.

G_{mín} se utiliza si su efecto es favorable a la estabilidad de la estructura.

En el programa se permite definir un único valor para las cargas muertas, debiendo decidir el usuario el valor más apropiado en cada caso.

■ **Cargas variables (W):**

Se dividen en cargas vivas, cambios de temperatura, deformaciones impuestas y vibraciones de maquinaria

Según el Art. 6.1.1 de las Normas de Criterios y Acciones, "*Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente.*"

Según el Art. 6.1.2 de las Normas de Criterios y Acciones se determinan las siguientes intensidades para las cargas vivas:

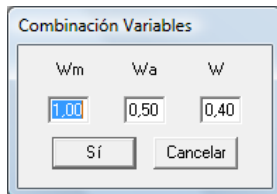
W_m (máxima) Se determina como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación.

W_a (instantánea) Se determina como el valor máximo probable durante el transcurso de una acción accidental

W (media)	Se estima como el valor medio que puede tomar la acción durante un lapso de tiempo de varios años.
W (mínima)	Se utiliza si su efecto es favorable a la estabilidad de la estructura. En general su valor será igual a cero.

Se debe cumplir que W_m (máxima) > W_a (instantánea) > W (media) > W (mínima).

El programa permite definir mediante la función **Cargas>Opciones...** los coeficientes de combinación, que aplicados a las cargas vivas unitarias introducidas, producen las cargas vivas **W_m , W_a y W** :



- W_m** Se emplea para combinación con los efectos de acciones permanentes, en el cálculo de estructuras por fuerzas gravitacionales, para calcular asentamientos inmediatos en suelos y para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales, en su estado límite de falla.
- W_a** Se emplea para el diseño sísmico, en cuanto a la obtención de la fracción de cargas variables intervinientes o cargas participantes, y para cualquier combinación que incluya acciones accidentales o más de una acción variable.
- W** Se emplea para estimar efectos a largo plazo como el cálculo de asentamientos y deflexiones diferidas, que son necesarios de considerar en el estado límite de servicio.

■ Cargas accidentales (A):

Se consideran cargas accidentales las fuerzas producidas por efecto de sismo, viento o efectos propiamente accidentales de rara aparición (ej. choque de un coche contra un pilar de primera planta).

El programa dispone de hipótesis específicas para la definición de las cargas accidentales; hipótesis 3, 4, 25 y 26 para el viento, hipótesis 5,6,7,8 y 24 para el sismo, e hipótesis 23 para las cargas accidentales.

■ Hipótesis de carga y combinaciones de hipótesis

El programa permite introducir cada tipo de carga en distintas hipótesis, de un total de 27 hipótesis. El programa combina automáticamente las hipótesis de carga según unas reglas de combinación preestablecidas, siendo posible definir un factor de carga, independiente para cada hipótesis y cada material. También es posible definir de forma explícita las combinaciones a realizar, tal como se indica en el manual del programa. Este apartado se refiere exclusivamente a las combinaciones 'automáticas', que el programa realiza de acuerdo a la Normativa.

La función **Cargas>Opciones...** muestra los diferentes tipos de acciones que son considerados por el programa, permitiendo definir factores de carga para cada una de las hipótesis.

- Las cargas permanentes o muertas (G) deben introducirse en la hipótesis 0.
- Las cargas variables o vivas (W) deben introducirse en las siguientes hipótesis, dependiendo del origen de la carga:
 - En las hipótesis 1 y 2 y 9 y 10 las sobrecargas del tipo gravitatorias, pudiendo definirse dos pares de sobrecargas alternativas. El programa realizará las combinaciones de las cargas introducidas en las hipótesis 1 y 2 de forma separada y conjunta, es decir, considerando la actuación conjunta de 1+2. Idéntico tratamiento tienen las cargas en las hipótesis 9 y 10. Las cargas en hipótesis 1 y 2 nunca se supone que actúan simultáneamente con las cargas definidas en las hipótesis 9 y 10, por lo que nunca se combinan entre ellas.
 - En las hipótesis 11 a 20 las cargas móviles.

- En las hipótesis 21 las cargas procedentes de variaciones de temperatura.
- En la hipótesis 22 las cargas de nieve.
- Las cargas accidentales (A) deben introducirse en las siguientes hipótesis, dependiendo del origen de la carga:
 - En las hipótesis 3, 4, 25 y 26 las cargas accidentales de la acción del viento.
 - En las hipótesis 5 y 6 las cargas accidentales de la acción sísmica de componente horizontal, de primera excentricidad.
 - En las hipótesis 7 y 8 las cargas accidentales de la acción sísmica de componente horizontal, de segunda excentricidad.
 - En las hipótesis 24 las cargas accidentales de la acción sísmica de componente vertical.
 - En las hipótesis 23 las cargas accidentales propiamente accidentales, de rara aparición.

El programa considera de forma automática el peso propio de las barras de la estructura como carga muerta en la hipótesis 0, siempre que la opción **Peso propio** de la caja de diálogo **Cargas>Opciones...** esté activada. Igualmente el programa utiliza el valor del peso propio definido en las fichas de losas encasetonadas o aligeradas y el peso propio de los forjados de losa maciza, para considerarlo como carga muerta en la hipótesis 0.

3.4.3 Combinaciones de solicitaciones realizadas.

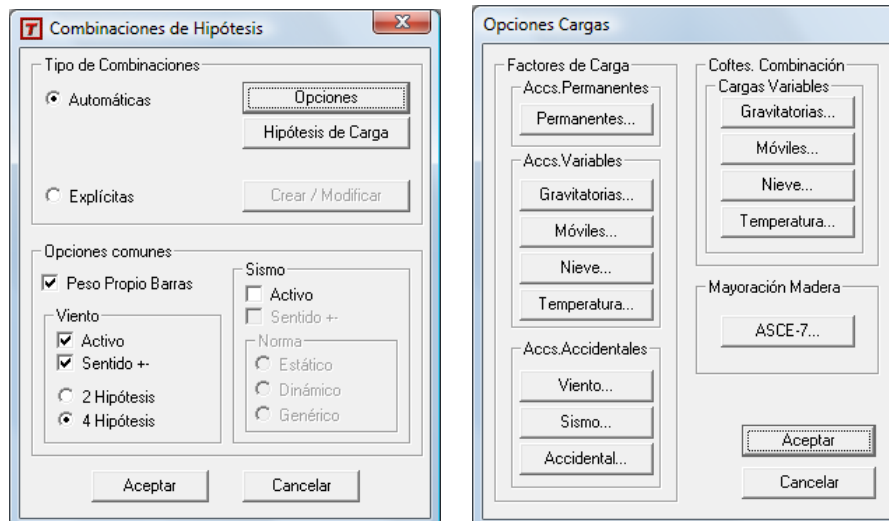
Según Art.2.3 de las Normas de Criterios y Acciones, a fin de verificar la seguridad de la estructura, deben considerarse dos categorías de combinaciones:

■ I Combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables

- **Ia : $G + W_{0m} + \Sigma W_{i\alpha}$** La carga variable más desfavorable se considerará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea.
- **Ib : $G + \Sigma W_i$** Para largo plazo, por ejemplo en el cálculo de las deflexiones, todas las acciones variables se considerarán con intensidad media.

■ II Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales

- **II : $G + \Sigma W_{i\alpha} + A_i$** Se considerarán las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.



Las combinaciones de solicitaciones realizadas automáticamente por **Tricalc** quedan desglosadas de la siguiente manera y las siguientes precisiones:

- Todas las hipótesis irán multiplicadas por su correspondiente factor de carga.
- El subíndice **m** indica que la hipótesis corresponde al valor máximo; es decir, su valor nominal se multiplica por el coeficiente **W_m** correspondiente.
- El subíndice **α** indica que la hipótesis corresponde al valor instantáneo; es decir, su valor nominal se multiplica por el coeficiente **W_α** correspondiente.

- El subíndice **w** indica que la hipótesis corresponde al valor medio; es decir, su valor nominal se multiplica por el coeficiente **W** correspondiente.

3.4.3.1 Combinaciones de la categoría I

- Carga Gravitatoria Permanente, primera alternancia (1+2)

0

0+1_m

0+2_m

0+1_m+2_m

- Carga Gravitatoria Permanente, primera alternancia (1+2), temperatura y nieve

0+21_m

0+22_m

máx (0+21_m+22_a; 0+21_a+22_m)

máx (0+1_m+21_a; 0+1_a+21_m)

máx (0+1_m+22_a; 0+1_a+22_m)

máx (0+1_m+21_a+22_a; 0+1_a+21_m+22_a; 0+1_a+21_a+22_m)

máx (0+2_m+21_a; 0+2_a+21_m)

máx (0+2_m+22_a; 0+2_a+22_m)

máx (0+2_m+21_a+22_a; 0+2_a+21_m+22_a; 0+2_a+21_a+22_m)

máx (0+1_m+2_m+21_a; 0+1_a+2_a+21_m)

máx (0+1_m+2_m+22_a; 0+1_a+2_a+22_m)

máx (0+1_m+2_m+21_a+22_a; 0+1_a+2_a+21_m+22_a; 0+1_a+2_a+21_a+22_m)

- Carga Gravitatoria Permanente, primera alternancia (1+2), temperatura, nieve y cargas móviles (11 a 20)

máx (0+21_m +[11_a a 0+21_a +[11_m
20_a]; a20_m])

máx (0+22_m +[11_a a 0+22_a +[11_m a
20_a]; 0_m])

máx (0+21 _m +22 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+21 _a +22 _m	+ [11 _a 20 _a];	α 0+21 _a +22 _a	+ [11 _m 20 _m])	α
máx (0+1 _m +21 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +21 _m	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +21 _a	+ [11 _m 20 _m])	α
máx (0+1 _m +22 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +22 _m	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +22 _a	+ [11 _m 20 _m])	α
máx (0+1 _m +21 _a +22 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +21 _m +22 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +21 _a +22 _m	+ [11 _a α 20 _a] ;	
0+1 _a +21 _a +22 _a	+ [11 _m α 20 _m])					
máx (0+2 _m +21 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+2 _a +21 _m	+ [11 _a 20 _a];	α 0+2 _a +21 _a	+ [11 _m 20 _m])	α
máx (0+2 _m +22 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+2 _a +22 _m	+ [11 _a 20 _a];	α 0+2 _a +22 _a	+ [11 _m 20 _m])	α
máx (0+2 _m +21 _a +22 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+2 _a +21 _m +2 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+2 _a +21 _a +22 _m	+ [11 _a α 20 _a]	
0+2 _a +21 _a +22 _a	+ [11 _m α 20 _m])					
máx (0+1 _m +2 _m +21 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +2 _a +21 _m	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +2 _a +21 _a	+ [11 _m 20 _m])	α
máx (0+1 _m +2 _m +22 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +2 _a +22 _m	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +2 _a +22 _a	+ [11 _m 20 _m])	α
máx(0+1 _m +2 _m +21 _a +22 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +2 _a +21 _m +22 _a	+ [11 _a 20 _a];	α 0+1 _a +2 _a +21 _a +22 _m	+ [11 _a α 20 _a]	
0+1 _a +2 _a +21 _a +22 _a	+ [11 _m α 20 _m])					

■ Carga Gravitatoria Permanente, segunda alternancia (9+10)

0+9_m

0+10_m

0+9_m+10_m

■ Carga Gravitatoria Permanente, segunda alternancia (9+10), temperatura y nieve

máx (0+9_m+21_a; 0+9_a+21_m)

$$\text{máx } (0+9_m+22_a; \quad 0+9_a+22_m)$$

$$\text{máx } (0+9_m+21_a+22_a; \quad 0+9_a+21_m+22_a; \quad 0+9_a+21_a+22_m)$$

$$\text{máx } (0+10_m+21_a; \quad 0+10_a+21_m)$$

$$\text{máx } (0+10_m+22_a; \quad 0+10_a+22_m)$$

$$\text{máx } (0+10_m+21_a+22_a; \quad 0+10_a+21_m+22_a; \quad 0+10_a+21_a+22_m)$$

$$\text{máx } (0+9_m+10_m+21_a+22_a; \quad 0+9_a+10_a+21_m+22_a; \quad 0+9_a+10_a+21_a+22_m)$$

- Carga Gravitatoria Permanente, segunda alternancia (9+10), temperatura, nieve y cargas móviles (11 a 20)

$$\text{máx } (0+9_m+21_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a+21_m + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a+21_a + [11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+9_m+22_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a+22_m + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a+22_a + [11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+9_m+21_a+22_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a+21_m+22_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a+21_a+22_m + [11_a \text{ a } 20_a];$$

$$0+9_a+21_a+22_a + [11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+10_m+21_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+10_a+21_m + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+10_a+21_a + [11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+10_m+22_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+10_a+22_m + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+10_a+22_a + [11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+10_m+21_a+22_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+10_a+21_m+22_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+10_a+21_a+22_m + [11_a \text{ a } 20_a])$$

$$0+10_a+21_a+22_a + [11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+9_m+10_m+21_a+22_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a+10_a+21_m+22_a + [11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a+10_a+21_a+22_m + [11_a \text{ a } 20_a])$$

$$0+9_a+10_a+21_a+22_a + [11_m \text{ a } 20_m])$$

- Carga Gravitatoria Permanente, alternancias(1+2 y 9+10) y cargas móviles (11 a 20)

$$0 + [11_m \text{ a } 20_m]$$

$$\text{máx } (0+1_m \quad +[11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+1_a \quad +[11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+2_m \quad +[11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+2_a \quad +[11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+9_m \quad +[11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a \quad +[11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+10_m \quad +[11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+10_a \quad +[11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+1_m+2_m \quad +[11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+1_a+2_a \quad +[11_m \text{ a } 20_m])$$

$$\text{máx } (0+9_m+10_m \quad +[11_a \text{ a } 20_a]; \quad 0+9_a+10_a \quad +[11_m \text{ a } 20_m])$$

Combinaciones de la categoría Ib.

■ Carga Gravitatoria Permanente, primera alternancia (1+2)

$$0$$

$$0+1_w$$

$$0+2_w$$

$$0+1_w+2_w$$

■ Carga Gravitatoria Permanente, primera alternancia (1+2), temperatura y nieve

$$0+21_w$$

$$0+22_w$$

$$0+21_w+22_w$$

$$0+1_w+21_w$$

$$0+1_w+22_w$$

$$0+1_w+21_w+22_w$$

$$0+2_w+21_w$$

$$0+2_w+22_w$$

$$0+2_w+21_w+22_w$$

$$0+1_w+2_w+21_w$$

$$0+1_w+2_w+22_w$$

$$0+1_w+2_w+21_w+22_w$$

- Carga Gravitatoria Permanente, primera alternancia (1+2), temperatura, nieve y cargas móviles (11 a 20)

$$0+21_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+21_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+1_w+21_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+1_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+1_w+21_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+2_w+21_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+2_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+2_w+21_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+1_w+2_w+21_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+1_w+2_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+1_w+2_w+21_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

- Carga Gravitatoria Permanente, segunda alternancia (9+10)

$$0+9_w$$

$$0+10_w$$

$$0+9_w+10_w$$

- Carga Gravitatoria Permanente, segunda alternancia (9+10), temperatura y nieve

$$0+9_w+21_w$$

$$0+9_w+22_w$$

$$0+9_w+21_w+22_w$$

$$0+10_w+21_w$$

$$0+10_w+22_w$$

$$0+10_w+21_w+22_w$$

$$0+9_w+10_w+21_w+22_w$$

- Carga Gravitatoria Permanente, segunda alternancia (9+10), temperatura, nieve y cargas móviles (11 a 20)

$$0+9_w+21_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+9_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+9_w+21_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+10_w+21_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+10_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+10_w+21_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+9_w+10_w+21_w+22_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

- Carga Gravitatoria Permanente, alternancias(1+2 y 9+10) y cargas móviles (11 a 20)

$$0 \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+1_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+2_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+9_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+10_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+1_w+2_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

$$0+9_w+10_w \quad +[11_w \text{ a } 20_w]$$

3.4.3.2 Combinaciones de la categoría II

- Carga Gravitatoria Permanente, alternancias (1+2 y 9+10), temperatura, nieve y viento (3,4,25,26)

$$0\pm 3|4|25|26$$

$$0+1_a\pm 3|4|25|26 \quad 0+9_a\pm 3|4|25|26$$

$$0+2_a\pm 3|4|25|26 \quad 0+10_a\pm 3|4|25|26$$

$$0+1_a+2_a\pm 3|4|25|26 \quad 0+9_a+10_a\pm 3|4|25|26$$

$$\begin{array}{ll}
 0+1_a+2_a+21_a\pm 3|4|25|26 & 0+9_a+10_a+21_a\pm 3|4|25|26 \\
 0+1_a+2_a+22_a\pm 3|4|25|26 & 0+9_a+10_a+22_a\pm 3|4|25|26 \\
 0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 3|4|25|26 & 0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 3|4|25|26
 \end{array}$$

- Carga Gravitatoria Permanente, alternancias (1+2 y 9+10), temperatura, nieve, viento (3,4,25,26) y cargas móviles (11-20)

$$\begin{array}{llll}
 0\pm 3|4|25|26 & + & & \\
 & (11_a & & \\
 & a & & \\
 & 20_a) & & \\
 \\
 0+1_a\pm 3|4|25|26 & + & 0+9_a\pm 3|4|25|26 & +(11_a \\
 & (11_a & & a \\
 & a & & 20_a) \\
 & 20_a) & & \\
 \\
 0+2_a\pm 3|4|25|26 & + & 0+10_a\pm 3|4|25|26 & +(11_a \\
 & (11_a & & a \\
 & a & & 20_a) \\
 & 20_a) & & \\
 \\
 0+1_a+2_a\pm 3|4|25|26 & + & 0+9_a+10_a\pm 3|4|25|26 & +(11_a \\
 & (11_a & & a \\
 & a & & 20_a) \\
 & 20_a) & & \\
 \\
 0+1_a+2_a+21_a\pm 3|4|25|26 & + & 0+9_a+10_a+21_a\pm 3|4|25|26 & +(11_a \\
 & (11_a & & a \\
 & a & & 20_a) \\
 & 20_a) & & \\
 \\
 0+1_a+2_a+22_a\pm 3|4|25|26 & + & 0+9_a+10_a+22_a\pm 3|4|25|26 & +(11_a \\
 & (11_a & & a \\
 & a & & 20_a) \\
 & 20_a) & & \\
 \\
 0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 3|4|25|26 & + & 0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 3|4|25|26 & +(11_a \\
 & (11_a & & a \\
 & a & & 20_a) \\
 & 20_a) & &
 \end{array}$$

- Carga Gravitatoria Permanente, alternancias (1+2 y 9+10), temperatura, nieve y sismo (5, 6, 7, 8 y 24)

$$0\pm 5$$

$0+1_a\pm 5$	$0+9_a\pm 5$
$0+2_a\pm 5$	$0+10_a\pm 5$
$0+1_a+2_a\pm 5$	$0+9_a+10_a\pm 5$
$0+1_a+2_a+21_a\pm 5$	$0+9_a+10_a+21_a\pm 5$
$0+1_a+2_a+22_a\pm 5$	$0+9_a+10_a+22_a\pm 5$
$0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 5$	$0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 5$

0 ± 6

$0+1_a\pm 6$	$0+9_a\pm 6$
$0+2_a\pm 6$	$0+10_a\pm 6$
$0+1_a+2_a\pm 6$	$0+9_a+10_a\pm 6$
$0+1_a+2_a+21_a\pm 6$	$0+9_a+10_a+21_a\pm 6$
$0+1_a+2_a+22_a\pm 6$	$0+9_a+10_a+22_a\pm 6$
$0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 6$	$0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 6$

0 ± 7

$0+1_a\pm 7$	$0+9_a\pm 7$
$0+2_a\pm 7$	$0+10_a\pm 7$
$0+1_a+2_a\pm 7$	$0+9_a+10_a\pm 7$
$0+1_a+2_a+21_a\pm 7$	$0+9_a+10_a+21_a\pm 7$
$0+1_a+2_a+22_a\pm 7$	$0+9_a+10_a+22_a\pm 7$
$0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 7$	$0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 7$

0 ± 8

$0 + 1_a \pm 8$

$0 + 9_a \pm 8$

$0 + 2_a \pm 8$

$0 + 10_a \pm 8$

$0 + 1_a + 2_a \pm 8$

$0 + 9_a + 10_a \pm 8$

$0 + 1_a + 2_a + 21_a \pm 8$

$0 + 9_a + 10_a + 21_a \pm 8$

$0 + 1_a + 2_a + 22_a \pm 8$

$0 + 9_a + 10_a + 22_a \pm 8$

$0 + 1_a + 2_a + 21_a + 22_a \pm 8$ $0 + 9_a + 10_a + 21_a + 22_a \pm 8$

0 ± 24

$0 + 1_a \pm 24$

$0 + 9_a \pm 24$

$0 + 2_a \pm 24$

$0 + 10_a \pm 24$

$0 + 1_a + 2_a \pm 24$

$0 + 9_a + 10_a \pm 24$

$0 + 1_a + 2_a + 21_a \pm 24$

$0 + 9_a + 10_a + 21_a \pm 24$

$0 + 1_a + 2_a + 22_a \pm 24$

$0 + 9_a + 10_a + 22_a \pm 24$

$0 + 1_a + 2_a + 21_a + 22_a \pm 24$ $0 + 9_a + 10_a + 21_a + 22_a \pm 24$

- Carga Gravitatoria Permanente, alternancias (1+2 y 9+10), temperatura, nieve, sismo (5, 6, 7, 8 y 24) y cargas móviles (11 a 20)

0 ± 5

+ (11_a a 20_a)

$0 + 1_a \pm 5$

+ (11_a a 20_a) $0 + 9_a \pm 5$

+ (11_a a 20_a)

$0 + 2_a \pm 5$

+ (11_a a 20_a) $0 + 10_a \pm 5$

+ (11_a a 20_a)

$0 + 1_a + 2_a \pm 5$

+ (11_a a 20_a) $0 + 9_a + 10_a \pm 5$

+ (11_a a 20_a)

$0 + 1_a + 2_a + 21_a \pm 5$

+ (11_a a 20_a) $0 + 9_a + 10_a + 21_a \pm 5$

+ (11_a a 20_a)

$$0+1_a+2_a+22_a\pm 5 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a+22_a\pm 5 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 5 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 5 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+2_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+10_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a+2_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+21_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a+21_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+22_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a+22_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 6 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+2_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+10_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a+2_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+21_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a+21_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+22_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a+22_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a) \quad 0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 7 \quad + (11_a \alpha 20_a)$$

0 ± 8	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$		
$0+1_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+2_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+10_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+1_a+2_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a+10_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+1_a+2_a+21_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a+10_a+21_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+1_a+2_a+22_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a+10_a+22_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+1_a+2_a+21_a+22_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a+10_a+21_a+22_a \pm 8$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$

0 ± 24	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$		
$0+1_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+2_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+10_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+1_a+2_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a+10_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+1_a+2_a+21_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a+10_a+21_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+1_a+2_a+22_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a+10_a+22_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$
$0+1_a+2_a+21_a+22_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$	$0+9_a+10_a+21_a+22_a \pm 24$	$+ (11_a \text{ a } 20_a)$

■ Carga Gravitatoria Permanente, alternancias (1+2 y 9+10), temperatura, nieve y carga accidental

0 ± 23	
$0+1_a \pm 23$	$0+9_a \pm 23$
$0+2_a \pm 23$	$0+10_a \pm 23$
$0+1_a+2_a \pm 23$	$0+9_a+10_a \pm 23$
$0+1_a+2_a+21_a \pm 23$	$0+9_a+10_a+21_a \pm 23$

$$0+1_a+2_a+22_a\pm 23 \quad 0+9_a+10_a+22_a\pm 23$$

$$0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 23 \quad 0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 23$$

- Carga Gravitatoria Permanente, alternancias (1+2 y 9+10), temperatura, nieve, carga accidental y cargas móviles (11 a 20)

$$0\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a)$$

$$0+1_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a) \quad 0+9_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a)$$

$$0+2_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a) \quad 0+10_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a)$$

$$0+1_a+2_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a) \quad 0+9_a+10_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+21_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a) \quad 0+9_a+10_a+21_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+22_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a) \quad 0+9_a+10_a+22_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a)$$

$$0+1_a+2_a+21_a+22_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a) \quad 0+9_a+10_a+21_a+22_a\pm 23 \quad + (11_a \text{ a } 20_a)$$

Seguindo las indicaciones del Art.193 del Reglamento, se comprueba que para las distintas combinaciones de acciones y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño es mayor o igual al efecto de las acciones que intervienen en la combinación, multiplicado por los factores de carga correspondientes (coeficientes de mayoración), definidos en el Art. 194 del Reglamento.

3.4.4 Factores de carga

Según el Art. 3.4 de las Normas de Criterios y Acciones, se deben considerar los siguientes valores de los factores de carga:

- Para las combinaciones de carga que se encuentren dentro de la categoría I, Edificios del grupo B se aplicará:
 - Un factor de carga de valor 1.3 para la carga permanente, G.
 - Un factor de carga de valor 1.5 para las cargas variables, W.
- Para las combinaciones de carga que se encuentren dentro de la categoría I, Edificios del grupo A se aplicará:
 - Un factor de carga de valor 1.5 para la carga permanente, G.
 - Un factor de carga de valor 1.7 para las cargas variables, W.
- Para las combinaciones de carga que se encuentren dentro de la categoría II se aplicará un factor de carga de valor 1.1.
- Para acciones o fuerzas internas permanentes cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura se aplicará un factor de carga igual a 0.9. Se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable.
- Para revisión de los estados límite de servicio se tomará un factor de carga de valor 1.0.

En el programa se definen los valores de los factores de carga para cada hipótesis y para los estados, I y II. Para las cargas permanentes introducidas en la hipótesis 0 (G), el programa internamente considera tanto el coeficiente introducido en los estados I y II, como el valor **0.90**, coeficiente característico a aplicar a acciones favorables para la estructura. Esta consideración incrementa el número de combinaciones automáticas que realiza el programa.

3.5 Diseño por Sismo

3.5.1 Consideraciones generales

Para la evaluación de la acción sísmica sobre una estructura, el programa utiliza las especificaciones incluidas en las Normas para Diseño por Sismo así como en el Reglamento (Título Sexto, Capítulo VI).

El artículo 2.1 de las Normas de Sismo indica, que según las características de la estructura es posible optar por un método de análisis u otro:

- En general, el **método estático** (capítulo 7) solo es válido si se cumplen los requisitos indicados en este capítulo.
- Para el análisis **dinámico modal** (sección 6.1), las acciones sísmicas se determinarán a partir de los espectros de diseño definidos en el Capítulo 3.
- Será necesario usar el método de análisis **dinámico no lineal paso a paso** (6.2 y 6.2.4) si se supera la altura indicada en la tabla 2.1.1 indicada a continuación:

Tabla 2.1.1 Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso

Zonas Geotécnicas	Estructuración	Altura, en m
II y III	Regular	120
	Irregular	100
	Muy irregular	80

El programa realiza el cálculo de la acción sísmica mediante un análisis de tipo dinámico modal, en el que el cálculo de las cargas sísmicas se realiza mediante un análisis modal espectral. Es posible también definir sismo estático, si bien no se calculará de forma automática pudiendo introducirse fuerzas y momentos en las hipótesis de sismo.

Si fuera perceptivo el análisis dinámico no lineal paso a paso de acuerdo a la tabla 2.1.1, el programa lo advertirá mediante un mensaje tanto a la hora de realizar el cálculo de la acción sísmica como en el Informe de Sismo. En todo caso, el programa no realiza este tipo de análisis.

La acción sísmica se estudia, según especifica el artículo 1 de las Normas de Sismo, bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas. En el artículo 2.4 de dichas Normas, se especifica que los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar tomando en cada dirección analizada, el 100% de los efectos de la componente en esa dirección, y el 30% de los efectos perpendicularmente a ella, con los signos que para el concepto resulten más desfavorables. **Tricalc** considera la regla anterior, llamada **regla del 30%**, de forma opcional, aunque la bibliografía actual la considera menos acertada que considerar un coeficiente adicional de **1,2** sobre las acciones sísmicas horizontales.

Los efectos de 2º orden, producidos por carga vertical actuando sobre la estructura ya deformada o por la plastificación parcial de la estructura, son considerados de forma opcional (véase el cálculo en 2º orden en el manual de Instrucciones del programa).

Se considera que bajo la acción sísmica, la estructura no deberá alcanzar ningún estado límite de falla o de servicio.

El modelo de análisis debe incluir los elementos, tanto estructurales como no estructurales, que tengan influencia significativa en la respuesta sísmica, como tabiques medianeros, escaleras, fachadas prefabricadas, etcétera. Pueden ignorarse sin embargo los elementos muy flexibles o los que se desconecten de la estructura y por tanto, no influyen en su rigidez lateral.

3.5.2 Opciones a definir

Para definir la acción del sismo por el método de análisis modal espectral, se necesitan definir los siguientes datos:

3.5.2.1 Tipo de edificio

Dentro de este apartado, se deben definir los siguientes parámetros:

- **Factor de comportamiento sísmico, Q.** Este factor depende de la tipología estructural y de la capacidad de disipación de la energía sísmica que posea. Si no está activada la opción de **Estructura de Marcos Dúctiles**, se entenderá que la estructura es de ductilidad Baja y los valores de Q podrán ser 1, 1.5 o 2. Si por el contrario, esa opción está activada, podrá definirse un valor de Q igual a 3 (se entenderá que la ductilidad es Moderada) o 4 (se entenderá que la ductilidad es Alta).

En las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 de las Normas por Sismo, se indican los valores de Q asociados a cada tipología estructural.

- **Factor de hiperestaticidad, k_1 .** Es un factor entre 0.8 (estructuras de concreto, acero o mixtas con menos de tres crujeas en cada dirección) y 1.25 (para sistemas duales) que indica el grado de redundancia estructural y que se utiliza para calcular el factor de sobrerresistencia.
- **Irregularidad de la estructura.** Permite definir la estructura como regular, irregular o muy irregular, de acuerdo con los apartados 5.1, 5.2 y 5.3 de las Normas por Sismo. Se utiliza, entre otras cosas, para definir el factor reductor por comportamiento sísmico, Q' .
- **Grupo del Edificio.** Permite definir el grupo (A1, A2, B1 o B2) al que pertenece la estructura, de acuerdo con el artículo 139 del Reglamento.

3.5.2.2 Ubicación de la Estructura (SASID)

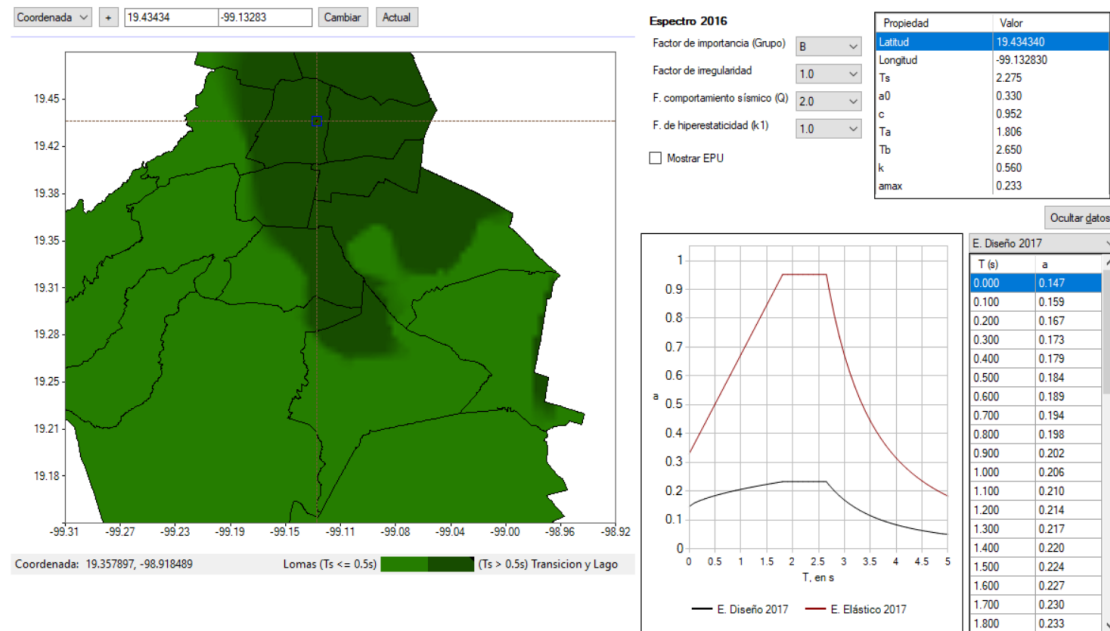
En este apartado se definen los parámetros dependientes de la ubicación de la estructura dentro de la ciudad de México. Todos ellos pueden obtenerse desde el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID (www.SASID.df.gob.mx o <https://www.isc.cdmx.gob.mx/servicios/servicio/normas-tecnicas-complementarias-y-sasid>), a partir de la ubicación de la estructura. También pueden provenir de un estudio detallado de la zona.

Los datos a introducir son:

- **Zona sísmica.** La ciudad de México se divide en tres zonas (Zona I de Lomas, Zona II de Transición y Zona III de Lago). Puede también consultar la zona correspondiente a la ubicación de la estructura en el apartado 2.2 de las Normas de Cimentación.
- **Inicio (T_a) y final (T_b) de la meseta de pseudoaceleraciones.** Marca la zona del espectro de respuesta con pseudoaceleración sísmica constante, en segundos.

- **Período dominante del suelo, T_s .** Define el período dominante del suelo, en segundos.
- **Coefficiente de aceleración del terreno, a_0 .** Fija la aceleración sísmica del terreno, como factor de la aceleración de la gravedad.
- **Coefficientes c y k .**

Imagen ejemplo de la aplicación SASID



Nota sobre SASID: Para que funcione esta aplicación (al menos la versión disponible en el momento de redacción de este documento) es imprescindible que en la configuración de Windows esté definido el punto como separador decimal y la coma como separación de miles.

3.5.3 Espectro elástico para diseño sísmico

Según las Normas de Sismo, se establecen las siguientes definiciones:

- Se tomará como **base** de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.
- En el cálculo del peso total de la estructura se deberán tener en cuenta tanto las cargas vivas como las muertas.

El programa considera solamente los nudos situados sobre la rasante, cuyo movimiento en la dirección de estudio no esté coaccionado mediante un apoyo; es decir, se considera que toda la estructura bajo rasante se mueve solidariamente con el terreno durante el sismo. El usuario puede definir la cota de rasante a considerar en la caja de diálogo de la función **Cargas>Definir...**

El programa utiliza la ecuación del espectro elástico de respuesta definida en el capítulo 3 de las Normas Técnicas Complementarias. En él se define la forma de obtener la aceleración a , dada por las siguientes expresiones (3.1.2):

$$\begin{aligned} a &= a_0 + (\beta \cdot c - a_0) \cdot T / T_a, & \text{si } T < T_a \\ a &= \beta \cdot c, & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ a &= \beta \cdot c \cdot p \cdot (T_b / T)^2, & \text{si } T > T_b \end{aligned}$$

Siendo

$$\begin{aligned} p &= k + (1 - k) \cdot (T_b / T)^2 \\ \beta &= 1 - [1 - (0.05 / \zeta)^\lambda] \cdot T / T_a, & \text{si } T < T_a \\ \beta &= (0.05 / \zeta)^\lambda, & \text{si } T_a \leq T < \tau \cdot T_b \\ \beta &= 1 + [(0.05 / \zeta)^\lambda - 1] \cdot (\tau \cdot T_b / T)^\epsilon, & \text{si } T \geq \tau \cdot T_b \end{aligned} \quad (3.1.3)$$

β amortiguamiento suplementario (> 5%) por efecto de la interacción suelo – estructura o el uso de disipadores de tipo viscoso

ζ fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño. En el programa, su valor es $\zeta = 0.05$

$\varepsilon, \lambda, \tau$ Se obtienen de la Tabla 3.1.1

Tabla 3.1.1 Valores de $\varepsilon, \lambda, \tau$ en función de T_s

Período del sitio (s)	λ	ε	τ
$T_s \leq 0,5$	0,40	0,80	2,50
$0,5 < T_s \leq 1,0$	0,45	0,20	1,00
$1,0 < T_s \leq 1,5$	0,45	0,30	1,00
$1,5 < T_s \leq 2,0$	0,50	1,20	1,00
$2,0 < T_s \leq 2,5$	0,50	1,80	1,00
$2,5 < T_s \leq 3,0$	0,55	3,00	1,00
$3,0 < T_s \leq 4,0$	0,50	4,00	1,00

3.5.4 Espectro de cálculo para diseño sísmico

El espectro de cálculo se obtiene aplicando una serie de factores correctores sobre el espectro elástico antes definido. Estos factores se detallan en los apartados siguientes.

3.5.4.1 Efectos de la interacción suelo – estructura

Se establecen en el apartado 8 de las Normas por Sismo, en donde se indica en qué casos pueden no tenerse en cuenta. Se clasifican en:

- Interacción cinemática, definido en el apéndice A.1 de dichas Normas
- Interacción inercial, definido en el apartado 8.2 de dichas Normas

El programa no considera estos efectos de interacción.

3.5.4.2 Factor de importancia

Si la estructura es del Grupo A, la aceleración espectral, a , se multiplicará por el siguiente factor:

- 1,5 en estructuras del grupo A1
- 1,3 en estructuras del grupo A2

3.5.4.3 Factor de reducción por comportamiento sísmico, Q'

La aceleración espectral, a , se divide por este factor Q' , calculado como:

$$\begin{aligned}
 Q' &= 1 + (Q - 1) \cdot (\beta / k)^{0.5} \cdot T / T_a, & \text{si } T < T_a \\
 Q' &= 1 + (Q - 1) \cdot (\beta / k)^{0.5}, & \text{si } T_a \leq T < T_b \\
 Q' &= 1 + (Q - 1) \cdot (\beta \cdot p / k)^{0.5}, & \text{si } T \geq T_b
 \end{aligned}$$

Este factor Q' se corregirá en función de la irregularidad de la estructura de forma que:

- Si la estructura es irregular $\rightarrow Q' = \max \{1,0; 0,8 \cdot Q'\}$
- Si la estructura es muy irregular $\rightarrow Q' = \max \{1,0; 0,7 \cdot Q'\}$

3.5.4.4 Factor de sobrerresistencia, R

Este factor divide la aceleración espectral. Se determina como (salvo para estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes de los especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, en que se usará $R = 1$):

$$R = k_1 \cdot R_0 + k_2 \quad (3.5.1)$$

$$k_2 = 0.5 \cdot [1 - (T / T_a)^{0.5}] > 0 \quad (3.5.2)$$

Siendo

R_0 factor básico de sobrerresistencia del sistema estructural, con $R_0 = 2$ si la ductilidad es media o alta y $R_0 = 1.75$ si la ductilidad es baja

k_1 factor de corrección por hiperestaticidad (definido en las opciones del programa)

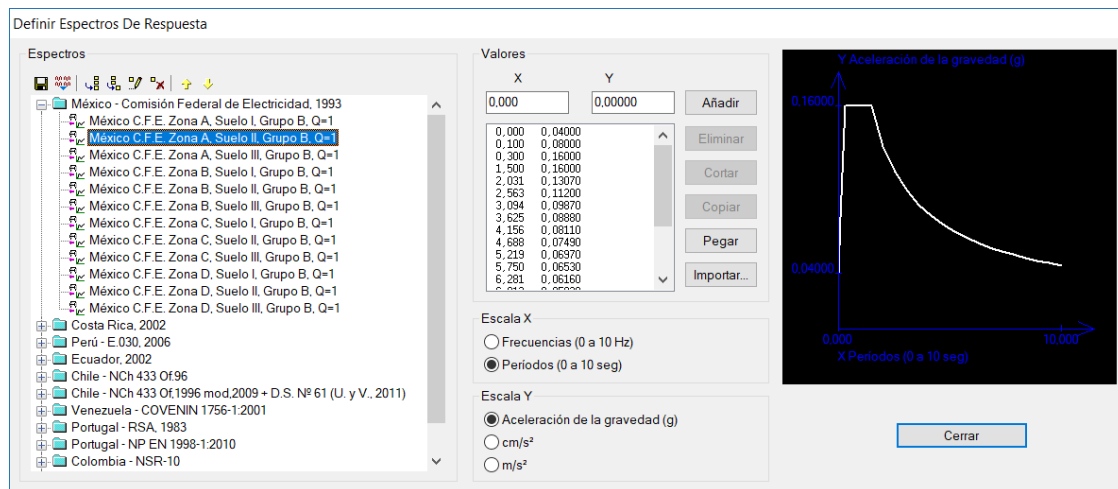
k_2 factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas

3.5.4.5 Espectros definidos por el usuario

Cuando se selecciona una determinada normativa para el cálculo del sismo, en este caso la de México D.F., y se elige la opción **Dinámico** en la caja **Cargas>Opciones>Sismo**, se utilizan internamente los espectros fijados por la normativa.

Cuando se elige la opción **Genérico** en la caja **Cargas>Opciones>Sismo**, **Tricalc** permite considerar la acción sísmica mediante una formulación genérica, en la que se pueden definir diferentes espectros de respuesta a partir de sus valores característicos. Se puede realizar la composición de hasta 4 espectros, mediante distintas formas de combinación: suma, media aritmética, media cuadrática y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

Estos espectros deben ser ya espectros de cálculo. Véase el Manual de Instrucciones del programa para más información.



3.5.5 Efectos de torsión

El efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles, de acuerdo con el apartado 2.2 de las Normas por Sismo.

Por ello, en **Tricalc** se establecen dos hipótesis de sismo para cada dirección ortogonal y horizontal cuando está habilitada la opción **Considerar la excentricidad accidental**:

- Excentricidad 1 (hipótesis 5 y 6): El punto de aplicación de la carga sísmica, **PA**, se traslada un valor $1.5 \cdot e_s + e_a$ en el sentido que la aleje del centro de rigidez de la planta sobre el eje Z (hipótesis 5) o X (hipótesis 6).
- Excentricidad 2 (hipótesis 7 y 8): El punto de aplicación de la carga sísmica, **PA**, se traslada un valor $e_s - e_a$ en el sentido contrario al anterior del eje Z (hipótesis 7) o X (hipótesis 8).

Siendo,

$$e_{ai} = [0.05 + 0.05 \cdot (i - 1) / (n - 1)] \cdot b_i \quad (2.2.3)$$

e_s excentricidad torsional: distancia entre el centro de Rigidez y la línea paralela al sismo por el centro de Masas

e_a excentricidad accidental, medida perpendicularmente al sismo

e_{ai} excentricidad accidental del piso i

b_i dimensión del piso i ortogonal al sismo

n número de pisos del sistema estructural

En **Tricalc**, el factor $(i - 1) / (n - 1)$ se sustituirá por $(y_i - y_0) / H$, siendo:

y_i cota del piso i

y_0 cota de la rasante

H altura total del edificio desde la rasante

La Norma por Sismo establece que la rigidez lateral predominante a ambos lados del centro de Rigidez deben ser de elementos del mismo tipo (o columnas a ambos lados, o muros a ambos lados...). El programa no comprueba si se cumple esta prescripción.

3.5.6 Análisis modal

Tricalc, utiliza para el análisis sísmico el método modal espectral, permitiendo elegir el número de modos, hasta un máximo de 30, que van a combinarse, o el tanto por ciento máximo de masa movilizada.

Opciones Avanzadas De Sismo

Cálculo de Modos de Vibración

☒ Globalmente SIN condensación (FEAST)

☐ Globalmente SIN condensación (Lanczos)

☐ Globalmente CON condensación (Jacobi)

☐ Por Direcciones Separadas (Jacobi)

☒ Considerar la Masa Rotacional

☐ Considerar la Excentricidad Accidental

Combinación entre las direcciones de sismo

☐ Ninguna

☒ La "regla del 30%"

☐ La raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS)

Aceleración Sísmica rotacional (rd/s²) / (cm/s²)

Número de modos de vibración a componer (1 a)

% de Masa Efectiva máxima a componer (1 a 100)

Aceptar Cancelar

Según la sección 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración necesarios para alcanzar una masa participante no menor del **90%** considerando al menos 3 modos de translación por cada dirección de análisis. El programa considera todos los modos incluidos en la opción **Número de modos de vibración a componer (1 a 30)**, que además alcancen el porcentaje de masa participante definida en las opciones.

Igualmente aunque la sección 6.1 de las Normas indica que puede despreciarse el efecto dinámico torsional, los modos rotacionales, y las excentricidades estáticas, el programa considera todos los modos de vibración incluidos en el número de modos a componer, con independencia de que sean traslacionales o rotacionales.

La sección 6.1 de la Norma indica que las respuestas modales se combinarán según la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS por sus siglas en inglés) mediante la expresión $S = (\sum S_i^2)^{1/2}$, salvo que existan periodos de los modos separados menos del 10% entre sí. El programa utiliza siempre la Combinación

Cuadrática Completa (CQC por sus siglas en inglés), adecuada para todos los casos, incluso cuando existan periodos que estén separados menos del 10%.

3.5.7 Revisión por cortante basal

De acuerdo con el artículo 1.7 de las Normas de Sismo, si se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_o es

$$V_o < \alpha_{\min} \cdot W_o$$

el programa incrementa todas las fuerzas sísmicas de diseño, en una proporción tal que V_o iguale ese límite.

W_o es la suma de carga interviniente en el sismo en la base del edificio

$\alpha_{\min}$ es una aceleración mínima (como factor de la gravedad) de valor 0.03 si $T_s < 0.5s$; 0.05 si $T_s \geq 1.0s$, e interpolando linealmente para valores intermedios

T_s período dominan más largo del terreno en el sitio de interés, obtenido del SASID

La Norma indica que este factor corrector no se aplica al cálculo de los desplazamientos modales.

En el Informe de Sismo de cada estructura, el programa indica el valor de este cortante basal mínimo y del factor utilizado.

3.5.8 Aspectos no contemplados o no comprobados automáticamente

3.5.8.1 Revisión de desplazamientos laterales

Los apartados 1.8 y 1.9 de la Norma definen los desplazamientos y desplomes admisibles para evitar el golpeteo durante un sismo con edificios colindantes o cuerpos del edificio en estudio. Si bien en el Informe de Sismo es posible obtener esos valores de desplazamiento, el programa no comprueba si están dentro de un rango admisible.

3.5.8.2 Diafragmas de piso, apéndices y contenidos

El programa no contempla lo indicado en el apartado 2.7 “Diafragmas de piso, apéndices y contenidos” de la Norma por Sismo.

3.5.8.3 Concentraciones de resistencia sísmica

En el apartado 5.6 de la Norma por Sismo se indica que, si un elemento de un entrepiso contribuye en más del 35% a la resistencia lateral del piso, se le aumentarán los esfuerzos sísmicos un 25%. Esta condición no se tiene en cuenta en el programa.

3.6 Diseño por Viento

La acción del viento se introduce de acuerdo con lo especificado en el capítulo 3 de las **"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento"**, y los artículos aplicables del **"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"**, título Sexto, Capítulo VII.

Tricalc no realiza un estudio dinámico de viento, no obstante reseñamos a continuación los artículos del reglamento que hacen referencia a este aspecto. Según las Normas de Viento todos los edificios del tipo 2 o superior ($H/B > 5$ o $T > 1s$), deberán abordarse mediante un cálculo dinámico (H: Altura del edificio, B: Dimensión mínima en planta, T: Periodo natural de vibración).

3.6.1 Método Estático de Diseño por Viento

Tricalc observa las puntualizaciones de la Norma para el diseño por viento en sus secciones 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4. El efecto del viento que se considera es el equivalente a una presión, ya sea empuje o succión, que actúa en forma estática en dirección perpendicular y opcionalmente tangencial a la superficie expuesta.

Carga de viento (Mayús+w)

Dirección

Vector:

1 ☒ 1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg+ 3 W1 Viento ...

2 ☒ 0,0000; 0,0000; 1,0000; Zg+ 4 W2 Viento ...

3 ☒ -1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg- 25 W3 Viento ...

4 ☒ 0,0000; 0,0000; -1,0000; Zg- 26 W4 Viento ...

Hipótesis:

Datos:

Reparto

☐ Continua

☒ Puntual

Superficie actuante

☒ Fachada

☐ Estructura

☐ Plantas ...

Paneles

☒ Guardar panel de viento

Nombre: F1

Separación (cm) 50

☒ Repartir sobre barras ficticias

☐ Repartir sobre tirantes

Aceptar Cancelar Introducir >>

Viento en la dirección 1

Normativa

Presión del Viento (kN/m2) 0,292

☒ Reglamento del Distrito Federal

☐ Comisión Federal de Electricidad

Coefficiente de presión / succión (-2.0 a 2.0) 0,80

Coefficiente de presión / succión interior (-1.6 a 1.6) 0,00



Coefficiente de rozamiento (0 - 0.1) 0,00

☐ Propagar valores al resto de direcciones

Aceptar Cancelar

3.6.1.1 Presión de diseño

En la caja de definición de las cargas de viento, es preciso definir el valor de la carga de viento, en kg/m² o kN/m². El valor de la intensidad de la presión se determina a través de la expresión:

$$p_z = 0.47 \cdot C_p \cdot V_D^2 \quad (\text{N/m}^2)$$

V_D Velocidad de diseño, en m/s

C_p Factor de presión (0.0 a 0.8) o succión (-0.8 a 0.0)

A su vez, la velocidad de diseño se obtiene a partir de la expresión:

$$V_D = F_{TR} \cdot F_\alpha \cdot V_R$$

F_{TR} factor dependiente de la rugosidad y topografía

F_α factor dependiente de la altura respecto al suelo

V_R velocidad regional del viento, en m/s

La velocidad regional de viento, en m/s, se obtiene de la tabla 3.1.1:

Importancia del edificio	A	B	Temporal
Período de retorno (años)	200	50	10
Zona I: Delegaciones de Azcapotzalco, y G. A. Madero	28	25	19

Zona II: Delegaciones de Miguel Hidalgo, Cuauhtémoc, Venustiano Carranza, Benito Juárez, Coyoacán, Iztacalco, e Iztapalapa	33	30	23
Zona III: Delegaciones de Cuajimalpa, Álvaro Obregón, Magdalena Contreras, Tlalpan, Milpa Alta, Tláhuac, y Xochimilco	39	35	27

El factor de variación con la altura se obtiene con:

$$F_{\alpha} = 1.0 \quad \text{si } z \leq 10 \text{ m};$$

$$F_{\alpha} = (z/10)^{\alpha} \quad \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta$$

$$F_{\alpha} = (\delta/10)^{\alpha} \quad \text{si } z \geq \delta$$

z altura desde la base de la construcción (m)

δ altura de gradiente (m)

α exponente

Los factores δ y α , se obtienen de la siguiente tabla:

Tipo de terreno (Rugosidad)	α	δ (m)
R1: Escasas o nulas obstrucciones	0.099	245
R2: Terreno plano u ondulado	0.128	315
R3: Zona urbana y suburbana	0.156	390
R4: Zona de gran densidad	0.170	455

El factor de topografía y rugosidad se obtiene con la siguiente tabla:

Tipo de Topografía	Rugosidad del terreno			
	R1	R2	R3	R4
T1: Bases protegidas de promontorios	1.00	0.80	0.70	0.66
T2: Valles cerrados	1.00	0.90	0.79	0.74
T3: Terreno plano	1.00	1.00	0.88	0.82

T4: Terrenos de pendiente entre 5% y 10%	1.00	1.10	0.97	0.90
T5: Cimas de promontorios	1.00	1.20	1.06	0.98

Tricalc permite al usuario introducir los datos de zona eólica, exposición (topografía), rugosidad del terreno, grupo (importancia de la construcción) y la altura a considerar sobre el suelo. A partir de ellos, el programa obtiene los datos de período de retorno, velocidad regional de viento, factor de topografía y rugosidad, factor de altura y presión de diseño, como muestra la siguiente figura:

El programa permite introducir la acción del viento sobre el edificio como fuerzas puntuales aplicadas en los nudos, o como cargas aplicadas sobre las barras. La acción de viento puede considerarse tanto sobre la superficie de fachada como sobre las barras exentas de la estructura.

En el caso de que las aberturas de los huecos sean superiores al 30% el artículo 3.4 de la presente norma obliga a considerar el efecto del viento en el interior de la estructura. Es posible definir un coeficiente de presión/succión interior (factor de empuje) mediante el cual se aplica la expresión citada en la página anterior para el cálculo de la intensidad de presión (p_z).

Los factores de empuje interiores se obtiene a partir de la siguiente tabla:

Caso	Cp
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	+0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	- 0.60
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	- 0.50
Aberturas uniformes distribuidas en las cuatro caras	- 0.30

El programa cuenta también con un asistente de ayuda para obtener ese valor c_d c_p :

Coeficiente de viento interior. NTC Viento, Tabla 3.4.1

% de área de huecos de la fachada a barlovento	40
% de área de huecos de la fachada a sotavento	0
% de área de huecos de las fachadas paralelas al viento	10
Cpi: Coeficiente de presión interior	0,75

Aceptar Cancelar

3.7 Diseño y Construcción de Estructuras de Cimentaciones

Tricalc considera lo especificado en las **Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones** así como los artículos pertinentes del **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**, título Sexto, Capítulo VIII.

3.7.1 Verificación de la seguridad de cimentaciones

El Art. 3 de las Normas de Cimentaciones considera para el cálculo de cimentaciones los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los elementos de la estructura.

■ Estado límite de falla:

- Flotación
- Desplazamiento plástico local o general.
- Falla del cimiento

■ Estado límite de servicio:

- Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión
- Inclinación media
- Deformación diferencial

En el programa, sólo se contempla el estado límite de falla por resistencia, no considerando en el análisis de éste la subpresión del agua.

3.7.1.1 Factores de carga

Los factores de carga que el programa aplica a las acciones para el diseño de cimentaciones vienen especificados en el Art. 3.4 de las Normas de Criterios y Acciones.

En el programa se definen los coeficientes para cada hipótesis y en ambos estados, I y II. Para la carga permanente G, se contempla tanto el coeficiente introducido, como el coeficiente 0.90, coeficiente característico a aplicar a acciones favorables para la estructura.

3.7.1.2 Factores de resistencia

Según la sección 3.2. de las Normas los factores de resistencia a la capacidad de carga neta de cimentaciones, F_R , a adoptar para estados límite de falla son los siguientes:

■ $F_R = 0.35$:

- Zapatas de cualquier tipo en Zona I.
- Zapatas de colindancia apoyadas a menos de 5m de profundidad en zonas II y III.
- Pilas y pilotes apoyados en terreno friccionante (granular)

■ $F_R = 0.65$: Resto de los casos.

Tricalc permite la introducción de este valor en la pestaña **Terreno** de la caja de diálogo de opciones de cálculo de cimentación y de muros resistentes, en la pestaña **Capacidad de Carga** de las opciones de cálculo de encepados y pilotes y en la pestaña **Dimensionado** de las opciones de cálculo de muros de sótano-contención.

3.7.1.3 Materiales

Tricalc permite seleccionar el tipo de material a utilizar en cimentación así como los factores de resistencia a aplicar al concreto en función de las solicitaciones a las que tenga que hacer frente. La sección 3.7. de la Norma para estructuras de concreto proponen los valores que deberán utilizarse.

3.7.2 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)

Tricalc comprueba la verificación de las siguientes desigualdades para los estados límite de falla, según se especifica en el método analítico de la sección 3.3. de las Normas, aunque también permite definir un valor de tensión admisible del terreno.

$$\Sigma Q \cdot F_c / A < r \quad (3.3.1)$$

- Cimentaciones apoyadas en suelos cohesivos:

$$r = c_u \cdot N_c \cdot F_R + p_v \quad (3.3.2)$$

- Cimentaciones apoyadas en suelos friccionantes:

$$r = [\bar{p}_v \cdot (N_q - 1) + \gamma \cdot B \cdot N_\gamma / 2] \cdot F_R + p_v \quad (3.3.3)$$

donde,

$$N_c = 5.14 \cdot (1 + 0.25 \cdot D_f / B + 0.25 \cdot B / L), \text{ con } D_f / B < 2 \text{ y } B / L < 1$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi / 2) \cdot (1 + B / L \cdot \tan \phi)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \gamma \cdot (1 - 0.4 \cdot B / L)$$

QF_c	Acciones verticales a tener en cuenta, en la base de la zapata y mayoradas.
A	Área del cimiento
p_v	Presión vertical total a la profundidad de apoyo por peso propio del suelo
$\bar{p}_v$	Presión vertical efectiva a la profundidad de apoyo por peso propio del suelo
γ	Densidad del suelo
φ	Angulo de fricción interna
c_u	Cohesión aparente (t/m ²) determinada en el ensayo triaxial no consolidado no drenado.
B	Ancho de la cimentación

L	Largo de la cimentación
Z	Profundidad del nivel freático desde la base de la zapata o losa
N_c	Coeficiente de capacidad de carga.
N_q	Coeficiente de capacidad de carga.
N_γ	Coeficiente de capacidad de carga.
D_f	Profundidad de desplante (apoyo)
L	Longitud del cimiento.
F_R	Factor de resistencia.

En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico considerado será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B)(\gamma_m - \gamma')$$

donde,

γ' Densidad sumergida del suelo entre las profundidades Z y (B/2)tan(45 + φ/2)

γ_m Densidad total del suelo sobre el nivel freático.

En caso de combinaciones de cargas que den lugar a resultantes excéntricas, se reducen los lados efectivos de la cimentación considerándose:

$$B' = B - 2 \cdot e_x$$

$$L' = L - 2 \cdot e_y$$

Si existe reacción horizontal (fuerza cortante) en la base de la zapata, el programa multiplica los coeficientes N_q y N_c por (1-tan δ)², siendo δ la inclinación de la resultante respecto a la vertical.

Tricalc no considera el estudio de cimentaciones compensadas, entendidas como aquellas que resisten por flotación global del edificio, como por ejemplo losas, muros y cajones huecos.

3.7.3 Cimentaciones con Pilotes o Pilas

De acuerdo con el artículo 7.1.3 de las Normas, los pilotes de diámetro no mayor de 40 cm deben revisarse a pandeo de forma que su axil (mayorado) no supere el valor

$$P_c = F_R \cdot \left(\frac{N^2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I}{4 \cdot L^2} + \frac{4 \cdot K \cdot D \cdot L^2}{N^2 \cdot \pi^2} \right) \quad (7.1.1)$$

K	es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;
D	es el diámetro del pilote;
E	es el módulo de elasticidad del pilote;
I	es el momento de inercia del pilote;
N	es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P _c ;
L	es la longitud del pilote; y
FR	se tomará igual a 0.35.

Tricalc realiza esta comprobación para todos los pilotes. El valor de **K** puede tomarse como el coeficiente de empuje al reposo del terreno (de valor 1 – sen φ, siendo φ el ángulo de rozamiento interno del terreno) y se define en las opciones de cálculo de los pilotes.

3.7.4 Muros de contención

El capítulo 6 de las Normas de Cimentación indica que no se debe utilizar el empuje pasivo en la resistencia al deslizamiento. En **Tricalc** es una opción de cálculo.

3.8 Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

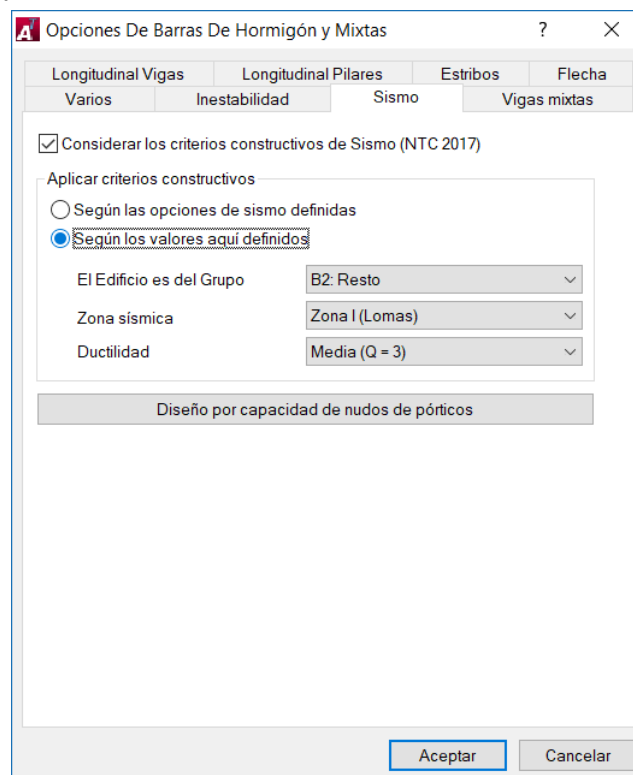
3.8.1 Consideraciones generales

El diseño y construcción de estructuras de concreto se realiza de acuerdo con lo especificado en las **"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"**, y los artículos pertinentes del **"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"**, título sexto.

3.8.2 Criterios de diseño

La sección 3.2 de la Norma establece las siguientes directrices a seguir en el cálculo:

- El dimensionado se efectuará de acuerdo a criterios relativos a estados límites de falla y de servicio.
- La estructura debe analizarse contra el sismo de acuerdo con lo especificado en la Norma por Sismo. Así mismo se tendrán en cuenta los criterios de esta Norma para Concreto en base a la ductilidad y el coeficiente de comportamiento sísmico, Q (baja para $Q \leq 2$; media para $Q = 3$ o alta para $Q = 4$) definidos en sus capítulos 7, 8 y 9. En este sentido, **Tricalc** permite fijar, a los efectos de esta Norma, en la pestaña **Sismo** de las opciones de armado de barras, muros, forjados, etcétera, una ductilidad diferente de la utilizada para calcular la acción del sismo.



- Las estructuras de concreto se analizan con métodos que suponen su comportamiento elástico (en primer o 2° orden), limitando la Norma, en su sección 3.2.1.1, la redistribución o plastificación de momentos negativos al 20% en vigas y losas apoyadas en vigas y al 10% en pilares y losas sobre pilares.
- El programa no permite realizar un análisis no lineal de acuerdo con el apartado 3.2.1.2 de la Norma.

Tricalc permite al usuario decidir el porcentaje de redistribución de vigas, losas macizas y aligeradas (pero no en losas de cimentación) hasta el valor máximo del 20%. No se contempla, sin embargo, la plastificación en pilares.

3.8.3 Efectos de esbeltez (pandeo)

Las Normas establecen unas condiciones para la consideración de intraslacionalidad de los diferentes miembros estructurales, en la sección 3.2.2.1. Así, en general, la estructura puede considerarse como intraslacional (de columnas con extremos restringidos lateralmente) si se cumple que

$$Q \frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0,08 \frac{V_i}{W_u} \quad (3.2.1)$$

Q	factor de comportamiento sísmico definido en estas Normas y en las NTC para Diseño por Sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo se tomará $Q = 1.0$;
V_i	fuerza cortante de entrepiso i ;
Δ_i	desplazamiento de entrepiso producido por V_i ;
W_u	suma de las cargas de diseño, muertas y vivas, mayoradas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso i ; y
h_i	altura del entrepiso, entre ejes.

En el listado de distorsiones de columnas se puede obtener el valor de $Q \cdot \Delta \cdot W_u / V \cdot h$ en la columna Q' .

El programa permite al usuario elegir entre las opciones de traslacional o intraslacional para realizar las diferentes comprobaciones de los elementos. Así mismo, es posible considerar el desplazamiento lateral de los extremos de las columnas (efecto $P \cdot \Delta$) mediante un análisis de esfuerzos en 2º orden geométrico y, seguidamente, estudiar el pandeo de las columnas (efecto $p \cdot \delta$) considerando la estructura como intraslacional.

Se consideran los siguientes parámetros:

H	Longitud libre de un miembro a flexocompresión. En pilares equivale a la distancia entre la base de forjado y la cara inferior de la viga de más peralte.
H'	Longitud efectiva o longitud de pandeo.
M_1, M_2	Momentos en los extremos, de forma que M_2 sea el mayor en valor absoluto. Si M_2 resultase negativo, se cambiará el signo de ambos momentos. M_2 debe considerar al menos la excentricidad mínima.
r	Radio de giro

3.8.3.1 Estructuras intraslacionales

El programa utiliza la limitación que las Normas establecen para poder despreciarse los efectos de esbeltez, en la sección 3.2.2.2, para miembros con extremos restringidos lateralmente. La condición utilizada es:

$$H'/r < 34 - 12 \cdot M_1/M_2$$

3.8.3.2 Estructuras traslacionales

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse si no hay cargas horizontales y las cargas verticales no producen desplazamientos laterales apreciables o si los producen se cumple que

$$H'/r < 35 / [P_u / (f'_c \cdot A_g)]^{0.5}$$

3.8.3.3 Comprobación a pandeo

Tanto para estructuras traslacionales como intraslacionales si se cumple la condición $H'/r > 100$, no se puede utilizar el método simplificado, debiendo realizar un análisis de segundo orden. El programa emite un mensaje de error indicando problemas de esbeltez en el pilar en el que se cumpla la condición anterior. En este caso el usuario debe realizar las comprobaciones que crea necesarias independientemente al programa.

Según las Normas, sección 3.2.2.2.2 "Método de amplificación de momentos flexionantes", los miembros sujetos a flexocompresión en los que no puedan despreciarse los efectos de esbeltez se dimensionan a partir de P_u , carga axial de diseño o axil mayorado, y un momento amplificado M_c .

$$M_c = F_{ab} \cdot M_2 \quad (3.2.8)$$

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} \quad (3.2.9)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot M_1/M_2 \geq 0,4 \quad (3.2.10)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(H')^2} \quad (3.2.11)$$

$$E \cdot I = 0,4 \frac{E_c \cdot I_g}{1+u} \quad (3.2.12)$$

En el caso de estructuras traslacionales, se realiza el mismo proceso, pero M_1 y M_2 se calculan como

$$M_1 = M_{1b} + F_{as} \cdot M_{1s} \quad (3.2.13)$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as} \cdot M_{2s} \quad (3.2.14)$$

$$F_{as} = 1 / (1 - \lambda) \geq 1 \quad (3.2.15)$$

$$\lambda = (W_u \cdot Q \cdot \Delta_i) / (h \cdot V_i) \quad (3.2.16)$$

siendo,

u	relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta, viva y accidental.
M_{1b}, M_{2b}	momento flector mayorado, en el extremo donde actúa M1 o M2, producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;
M_{1s}, M_{2s}	momento flector mayorado, en el extremo donde actúa M1 o M2, producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;
Q	Factor de comportamiento sísmico. Si no hay sismo se toma Q=1.0.
h	Altura del pilar, medida entre los ejes de los pisos.
e	excentricidad mínima: $e = \max(2 \text{ cm}, \text{lado}/20)$.

En el programa se realizan las siguientes simplificaciones:

- El pandeo se estudia a nivel de columna (no de entrepiso), por lo que el valor de F_{as} se calcula con los datos correspondientes a la columna.
- Para evaluar u , se divide el máximo axil de las combinaciones que sólo tienen carga permanente entre el axil de la combinación en estudio (lo cual está del lado de la seguridad).
- En estructuras traslacionales se considera que TODAS las cargas producen desplazamientos horizontales apreciables, lo cual está del lado de la seguridad. Esto equivale a considerar $M_{1b} = M_{2b} = 0$ y a multiplicar M_1 y M_2 por F_{as} .
- Para estructuras traslacionales, el programa no considera el momento amplificado M_c que deben soportar las vigas, según 3.2.2.2 de las Normas.

3.8.4 Materiales

El programa permite definir el tipo de concreto y de acero corrugado a utilizar en la pestaña **Concreto reforzado** de la caja de diálogo **Cálculo > Materiales...**

3.8.4.1 Concreto

Según la sección 2.1 de la Norma, el concreto empleado para fines estructurales puede ser:

- Clase 1: Densidad en estado fresco mayor de 22 kN/m³. El programa considera de clase 1 el concreto con resistencia especificada mayor o igual a 25 MPa.

- Clase 2: Densidad en estado fresco entre 19 y 22 kN/m³. El programa considera de clase 1 el concreto con resistencia especificada menor de 25 MPa.
- Alta resistencia. Para concreto con resistencia especificada mayor o igual a 40 MPa.

En los diversos apartados de la sección 2.1 (y del capítulo 12 para el caso de concreto de alta resistencia) se especifican los valores de resistencias a considerar en función de la clase de concreto utilizado.

Los valores recogidos en la Norma son :

f_c'	Resistencia especificada. Este valor define el tipo de concreto que se introduce en el programa. Por ejemplo si se selecciona un concreto C20, la resistencia especificada que se utiliza es de 25 MPa (aproximadamente 255 kg/cm ²).
$\bar{f}_c$	Resistencia media a compresión
$\bar{f}_t$	Resistencia media a tensión.
f_t	$= 0.8 \cdot \bar{f}_t$. Resistencia a tensión nominal.
$\bar{f}_f$	Resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura.
f_f	$= 0.8 \cdot \bar{f}_f$. Resistencia a tensión por flexión nominal.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto.
C_f	Coefficiente de deformación axial diferida final

Para las obras del grupo **A** o **B1**, se debe utilizar concreto de clase 1, según se define en la sección 2.1. de la Norma.

Concreto	Clase 1	Clase 2	Alta resistencia
f_c'	≥ 25 MPa	≥ 20 MPa	≥ 40 MPa
$\bar{f}_t$	$0,47\sqrt{f_c'}$	$0,38\sqrt{f_c'}$	$0,53\sqrt{f_c'}$ (árido calizo) $0,47\sqrt{f_c'}$ (árido basáltico)
$\bar{f}_f$	$0,63\sqrt{f_c'}$	$0,44\sqrt{f_c'}$	$0,85\sqrt{f_c'}$ (árido calizo) $0,80\sqrt{f_c'}$ (árido basáltico)
E_c	$4400\sqrt{f_c'}$ (grava caliza) $3500\sqrt{f_c'}$ (grava basáltica)	$2500\sqrt{f_c'}$	$2700\sqrt{f_c'} + 11000$ (grava caliza) $2700\sqrt{f_c'} + 5000$ (grava basáltica)
ϵ_{cf}	0,001	0,002	0,0006
C_f	2,0	4,0	2,0

(Valores expresados en MPa). En concreto de alta resistencia, el programa adopta los valores correspondientes a agregado basáltico.

3.8.4.2 Acero

El módulo de elasticidad del acero considerado por el programa **Tricalc** tiene un valor de $E_s=200$ GPa.

Tricalc recoge las especificaciones del acero corrugado de diversas Normas, donde se especifican los límites de fluencia y rotura:

- Para barras corrugadas, la norma **NMX-B-457 CANACERO-2014**, establece los siguientes grados de acero:

Grado	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Grado 42	412	540
Grado 56	550	690

- Para mallas, la norma **NMX-B-290-CANACERO-2013** (que remite a la **NMX-B-253-CANACERO-2013**) establece los siguientes grados de acero:

Grado	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Grado 50	490	559
Grado 60	588	687

3.8.4.3 Factores de Resistencia, F_R

En la sección 3.7. de las Normas se especifica que las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R , denominado factor de resistencia.

Los valores del factor F_R dependen del estado de sollicitación de las secciones:

$F_R = 0,90$	para flexión
$F_R = 0,75$	para cortante y torsión
$F_R = 0,65$	para punzonamiento en losas y zapatas
$F_R = 0,75$	para flexocompresión cuando falla por tensión
$F_R = 0,75$	para flexocompresión con núcleo confinado por espirales según 6.1.4 o estribos según 7.3.4, 8.3.4 o 9.3.4
$F_R = 0,65$	para flexocompresión cuando falla por compresión (y el núcleo no está confinado)
$F_R = 0,65$	para aplastamiento (cargas concentradas)

La Norma también permite, como alternativa, utilizar para el caso de flexión y flexocompresión los factores de resistencia definidos en el Apéndice A, inspirados en el modelo de la norma americana ACI 318M-11, pero el programa no los contempla.

3.8.5 Estados límites de falla

El programa realiza la revisión de los estados límite de falla flexión, carga axial y flexocompresión según las especificaciones de la sección 3.5 de las Normas, donde se indica que se utiliza el diagrama de tensión deformación siguiente:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales es plana (Navier – Bernoulli)
- La deformación del acero y el concreto que lo rodea es la misma (adherencia perfecta)
- El acero de refuerzo se puede idealizar con un gráfico tensión – deformación bilineal, con tramo elástico de pendiente E_s y tramo horizontal en el límite de fluencia convencional, f_y . Si no presenta un escalón de cedencia claro, f_y corresponderá a una deformación remanente de 0.002

- El concreto no resiste tracciones
- El diagrama tensión – deformación del concreto es de tipo rectangular, con una profundidad de la cabeza de compresión del concreto $y = \beta_1 \cdot c$; siendo c la profundidad de la fibra neutra y β_1 evaluado como:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f_c' \leq 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 1.05 - f_c' / 140 \geq 0.65 \quad \text{si } f_c' > 28 \text{ MPa}$$
- La compresión máxima del concreto es del 3.0‰
- La resistencia del concreto comprimido es:

$$f_c'' = 0.85 \cdot f_c'$$

3.8.5.1 Flexión

El programa realiza las comprobaciones a partir de las especificaciones expuestas en la sección 5.1 de la Norma.

3.8.5.1.1 Refuerzo mínimo

Según las Normas, el refuerzo o área mínima de tensión que debe colocarse, salvo en losas apoyadas en su contorno, debe ser el necesario para que el momento resistente de la sección sea al menos 1.5 el momento de agrietamiento de la sección, transformada no agrietada (obtenido con $\bar{f}_f$, módulo de rotura no reducido), aunque no es necesario que supere **1.33** veces el necesario por cálculo.

La expresión utilizada por el programa para secciones rectangulares es (unidades en N y mm):

$$A_{s,min} = \frac{0.22 \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (5.1.18)$$

siendo **b** el ancho de la sección y **d** el peralte efectivo.

En miembros del sistema contra sismo, debe cumplirse también 7.2.2, 8.2.2 o 9.2.2, según el valor de Q.

3.8.5.1.2 Refuerzo máximo o área máxima de acero en tensión

El área máxima en tensión, cuando no existe acción sísmica, corresponde al 90% del área en tensión en la falla balanceada de la sección, es decir, cuando el concreto alcanza una deformación del **0.003** y el acero en tensión llega a su esfuerzo de fluencia f_y/E_s , independientemente de si existe o no armadura de compresión.

Si debe resistir sismo, también debe verificarse 7.2.3, 8.2.2 o 9.2.2 en función de Q.

En secciones rectangulares sin armadura de compresión, el área a tensión correspondiente a la falla balanceada se calcula con la expresión (en N y mm):

$$A_s = \frac{f_c' \cdot 600 \cdot \beta_1}{f_y \cdot f_y + 600} b \cdot d \quad (5.1.1)$$

Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. Implica, cuando hay acero de compresión, que se puede aumentar la armadura de tracción si su tensión es compensada con armadura de compresión.

3.8.5.2 Flexocompresión

El programa realiza las comprobaciones a partir de las puntualizaciones expuestas en la sección 5.2 de las Normas, en las que se especifica que toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez y excentricidad mínima.

Las Normas proponen la transformación de la flexión esviada en dos problemas de flexión simple. El programa no utiliza esta simplificación, sino que utiliza el método general de respuesta de una sección sometida a una flexión esviada, encontrando la posición de la resultante de la respuesta de la sección que equilibra a la fuerza existente.

Se deben cumplir además las especificaciones de los apartados 7.3.3, 8.3.3 o 9.3.3 en función de la ductilidad (baja, media o alta, respectivamente) fijada.

3.8.5.3 Aplastamiento (cargas concentradas)

El programa tiene en cuenta la resistencia a aplastamiento indicada en el apartado 5.5 de las Normas por ejemplo en el caso de ménsulas cortas y cabezales. Así, la resistencia será

$$F_R \cdot 0.85 \cdot f_c' \cdot (A_2 / A_1)^{0.5}; \text{ con } (A_2 / A_1)^{0.5} \leq 2$$

siendo A_1 el área de carga y A_2 la máxima área homotética y concéntrica con A_1 que pueda inscribirse en el área de apoyo.

3.8.5.4 Fuerza Cortante

El programa tiene en cuenta los siguientes parámetros y consideraciones para el análisis de la fuerza cortante resistida por el concreto, basándose en la sección 5.3.3.1 de las Normas (no se tiene en cuenta el método detallado indicado en el apartado 5.3.3.2 de la Norma).

b'	Ancho útil de la sección;
A_g	Área bruta de la sección transversal;
p	Cuantía útil de tensión de valor $A_s / b \cdot d$.
P_u	Valor absoluto de la fuerza obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso.
V_u	Valor del esfuerzos cortante a resistir.
V_{cr}	Fuerza cortante que resiste el concreto.

Se especifican los siguientes criterios para el cálculo de la fuerza cortante que resiste el concreto en vigas en la sección 5.3.3.1 de las Normas (expresiones en N y mm).

3.8.5.4.1 Vigas

El programa siempre utiliza los criterios correspondientes a un relación $L/h > 5$.

$$V_{cr} = F_R \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot 0.3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \leq F_R \cdot 0.16 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (5.3.1) \text{ y } (5.3.2)$$

3.8.5.4.2 Losas, muros, zapatas o vigas en que $b \geq 4d$: (elementos de gran ancho)

El programa siempre considera que $M \leq 2 \cdot V \cdot d$

Si $h \leq 600$ mm y $M \leq 2 \cdot V \cdot d$

$$V_{cr} = F_R \cdot 0.16 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (5.3.2)$$

Si $h > 600$ mm o $M > 2 \cdot V \cdot d$, entonces V_{cr} toma los valores propuestos para vigas en el apartado anterior:

$$V_{cr} = F_R \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot 0.3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \leq F_R \cdot 0.16 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (5.3.1) \text{ y } (5.3.2)$$

3.8.5.4.3 Miembros sujetos a flexión y carga axial P_u

Corresponde al caso de columnas y barras con axil y momento

Según las Normas se establecen distintos criterios para determinar V_{cr} . En secciones rectangulares, A_s es el área de las barras tensionadas; en secciones circulares, A_s es $1/3$ de la armadura, y bd se sustituye por A_g . Se tienen los siguientes casos:

- Flexocompresión. Primeramente se define P_{u0} y P_{u1} como sigue:

$$P_{u0} = F_R \cdot (0.7 \cdot f_c' \cdot A_g + 200 \cdot A_s) \quad (5.3.5)$$

$$P_{u1} = F_R \cdot (f_c' \cdot A_g + f_y \cdot A_s) \quad (5.3.9)$$

- Si $P_u \leq P_{u0}$

$$p < 0.015 \Rightarrow V_{cr} = F_R \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot (1 + 0.07 \cdot P_u / A_g) \cdot 0.3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (5.3.6)$$

$$p \geq 0.015 \Rightarrow V_{cr} = F_R \cdot (1 + 0.07 \cdot P_u / A_g) \cdot 0.16 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (5.3.7)$$

- Si $P_u \geq P_{u1}$

$$V_{cr} = 0$$

- Si $P_{u0} < P_u < P_{u1}$, interpolar linealmente

■ Flexotensión:

$$p < 0,015 \rightarrow V_{cR} = F_R \cdot (0,2 + 20 \cdot p) \cdot (1 - 0,3 \cdot P_u/A_g) \cdot 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (5.3.10)$$

$$p \geq 0,015 \rightarrow V_{cR} = F_R \cdot (1 - 0,3 \cdot P_u/A_g) \cdot 0,16 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (5.3.11)$$

3.8.5.4.4 Cálculo de los estribos de refuerzo

El programa considera, según la sección 5.4.4 y 7.1.1 de las Normas, un límite de fluencia utilizado en los estribos de columnas y de vigas principales no mayor de **fy=420 MPa**.

El programa considera un estribado mínimo por tensión diagonal si $V_u < V_{cR}$; es decir, aunque el concreto fuera capaz por sí solo de resistir el esfuerzos cortante V_u , es necesario colocar un estribado mínimo. Este refuerzo está compuesto por estribos verticales de diámetro 7.9 mm (redondos nº 2.5) espaciados **0.5d** (d es el peralte efectivo) y cuantía mínima (unidades en N y mm):

$$A_{v,min} = 0,10 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot s / f_y \quad (5.3.32)$$

Si $V_u > V_{cR}$, la separación entre estribos calculada, necesaria para resistir el esfuerzo V_u , es:

$$s = \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}} \quad (5.3.29)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} \quad (5.3.30)$$

A_v Sección transversal de los estribos.

θ Ángulo que forma el refuerzo con el eje de la pieza. En **Tricalc** es siempre 90°.

d peralte útil. En secciones circulares, puede tomarse igual a su diámetro, D

De acuerdo con las Normas, el programa considera una separación mínima de estribos de **60 mm**. Las separaciones máximas **s**, para $\theta = 90^\circ$, son (expresiones en N y mm):

$$V_u \leq F_R \cdot 0,47 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \rightarrow s \leq 0,50 \cdot d$$

$$V_u > F_R \cdot 0,47 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \rightarrow s \leq 0,25 \cdot d$$

En el caso de trabes, el programa comprueba el agotamiento del concreto calculando a distancia **d** de la cara del soporte. El agotamiento se produce cuando:

■ Vigas

$$V_u < F_R \cdot 0,8 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (5.3.27)$$

■ Columnas

$$V_u < F_R \cdot 0,6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (5.3.28)$$

3.8.5.5 Fuerza cortante en losas y zapatas: punzonamiento

El programa considera las disposiciones recogidas en la sección 5.3.6.1 de las Normas, en cuanto a la resistencia de losas y de zapatas a cortante, considerando en la comprobación de punzonamiento los momentos existentes.

Se considera la existencia de acciones en dos direcciones, de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. La sección crítica se supone perpendicular al plano de losa y se localiza a **0.5d** del contorno de la columna:

d peralte efectivo de la pieza.

b_o Longitud del perímetro crítico considerado a **0.5d** del contorno de la columna

h espesor de la pieza.

Se considera que las aberturas existentes a menos de **10·h** de la cara de la columna, invalidan esa parte del perímetro crítico. Si el momento **M_u** que transmite la losa a la columna es menor de **0.2V_u·d**, el esfuerzo cortante de diseño será:

$$v_u = V_u / (b_o \cdot d) \quad (5.3.34)$$

En caso contrario, el programa adopta las siguientes consideraciones que incluyen el cortante producto del momento existente:

- No es necesaria armadura de punzonamiento si se verifican (expresiones en N y mm):

$$\frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha \cdot M_u \cdot u}{J_c} \leq 0,3 \cdot F_R \cdot \min(0.5 + \gamma; 1.0) \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha \cdot M_u \cdot v}{J_c} \leq 0,3 \cdot F_R \cdot \min(0.5 + \gamma; 1.0) \cdot \sqrt{f'_c}$$

Las variables tienen el siguiente significado:

V_u	Cortante a resistir
A_{cr}	Área resistente de la sección a comprobar, del perímetro crítico, de valor A_{cr} = b_o d
α	Fracción del momento que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad del cortante.
M_u	Diferencia de momentos flectores de cálculo a ambos lados de la sección que define la fibra neutra de la sección a comprobar.
u, v	Distancia de la fibra neutra de la sección a comprobar a los límites de la misma, de acuerdo con la figura 5.3.2 de la Norma.
J_c	Momento de inercia combinado de la sección a comprobar, de acuerdo con la figura 5.3.2 de la Norma.
γ	Lado menor / lado mayor de la columna

Cuando se estudia el punzonamiento en combinaciones de acciones permanentes, variables y sismo, el programa considera el valor de **F_R** fijado como factor de resistencia de punzonamiento, que según las Normas es igual a 0.65 (en lugar del factor de resistencia de cortante, que es 0.75).

El programa comprueba que se cumplan las siguientes igualdades para las comprobaciones frente a punzonamiento, en N y mm (la nomenclatura **v_{RdI}**, **v_{RdII}**, **v_{RdIII}**, corresponde al Código Modelo CEB-FIP 1990):

- Tensión máxima de punzonamiento sin armadura transversal, siendo **γ** el cociente entre el lado menor y el lado mayor del pilar:

$$v_{RdI} = 0.3 \cdot F_R \cdot (0.5 + \gamma) \cdot \sqrt{f'_c} \leq 0.3 \cdot F_R \cdot \sqrt{f'_c} \quad (5.3.36)$$

- Tensión máxima de punzonamiento con armadura transversal:

$$v_{RdII} = 0.4 \cdot F_R \sqrt{f'_c} \quad (5.3.40)$$

- Tensión soportada por el concreto con armadura transversal:

$$v_{RdIII} = 0.4 F_R \sqrt{f_c^*}$$

Para calcular el refuerzo necesario se consideran estribos verticales, en tantas ramas o vigas como sean necesarias, sobre los pilares. Cada una de las ramas o vigas está constituida por una armadura longitudinal que tiene de ancho las dimensiones del pilar, y unos estribos. La longitud de las ramas o vigas se considera siempre hasta la longitud en donde ya no son necesarios los estribos. En el caso de pilares centrados, se colocarán como mínimo 4 ramas o vigas de armadura a punzonamiento; en el caso de pilares de fachada tres ramas o vigas, y en el caso de pilares de esquina, dos ramas o vigas.

Se adoptan las siguientes disposiciones relativas al armado de punzonamiento:

$$\mathbf{b = d + B}$$

b	Ancho de cada rama o viga de armadura a punzonamiento
d	Peralte efectivo de la sección
B	Dimensión del pilar perpendicular a la rama o viga.

En pilares circulares, se toma **B = 0.8 D - 0.2d'**, siendo D el diámetro de la columna.

La separación de los estribos será el 85% de la calculada con la siguiente expresión, que es la utilizada igualmente para el cálculo de la separación de los estribos en vigas:

$$s = \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}} \quad (5.3.29)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} \quad (5.3.30)$$

El programa comprueba que siempre se cumpla la condición de que la separación $s \leq d/3$. Las ramas de cada estribo se separarán no más de 200 mm. La longitud de cada rama desde la cara del pilar será igual, al menos, a 2 veces el peralte efectivo (las Normas indican que debe ser al menos 0.25 de la distancia entre ejes de pilares, o el tamaño del ábaco o la zapata). En todo caso, el programa comprueba que en un perímetro crítico que pase por el final de dichas ramas, no se supera la resistencia a cortante del concreto sin armadura de cortante.

3.8.5.5.1 Refuerzo mínimo de punzonamiento en losas

El programa considera este refuerzo compuesto por estribos verticales de diámetro 7.9 mm (redondos nº 2.5) espaciados $d/3$. (d es el peralte efectivo).

3.8.5.6 Resistencia a fuerza cortante por fricción

En el programa se utiliza para la resistencia a cortante en ménsulas cortas, por ejemplo. La resistencia a cortante por fricción se calcula como el mínimo entre las expresiones siguientes (en N y mm):

$$\begin{aligned} V_R &= F_R \cdot \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + N_u) \\ V_R &= F_R \cdot [1.4 \cdot A + 0.8(A_{vf} \cdot f_y + N_u)] \\ V_R &= 0.25 \cdot F_R \cdot f_c' \cdot A \end{aligned}$$

siendo

A_{vf}	área del refuerzo por cortante por fricción;
A	área de la sección definida por el plano crítico;
N_u	fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico; y
μ	coeficiente de fricción que se tomará igual a:
	1.4 en concreto colado monolíticamente;
	1.0 para concreto colado contra concreto endurecido;
	0.7 entre concreto y acero laminado.
f_y	límite elástico del acero, pero no mayor de 420 MPa

3.8.5.7 Torsión

El programa aplica las disposiciones relativas a la comprobación de torsión de acuerdo con la sección 5.4 de las Normas.

No será necesario considerar la torsión si no es imprescindible por equilibrio y se cumple que (unidades en N y mm):

$$T_u < F_R \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_c'} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3 \cdot N_u}{A_g \cdot \sqrt{f_c'}}} \quad (5.4.6)$$

T_u	Momento torsor de diseño;
p_{cp}	perímetro de la sección;
p_h	perímetro del estribo más exterior;

f_{yv}	límite de fluencia de los estribos, de valor no mayor de 420 MPa;
A_g	área bruta de la sección reducida;
A_{oh}	área encerrada por p_h ;
A_o	área bruta encerrada por el flujo de cortante e igual a $0.85 \cdot A_{oh}$;
A_t	área transversal de una sola rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s ;
s	separación de los estribos que resisten la torsión;
φ	ángulo con respecto al eje de la pieza, que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión según la teoría de la analogía de la armadura espacial. No debe ser menor de 30 grados ni mayor de 60 grados. Se recomienda $\varphi = 45^\circ$ para barras no pretensadas, que es el valor adoptado en el programa.

3.8.5.7.1 Armadura transversal de torsión

La armadura necesaria por torsión se combina en el programa con el refuerzo necesario para resistir el cortante.

El área transversal A_t de una sola rama de estribo se calcula mediante la expresión:

$$A_t = \frac{T_u \cdot s}{F_R \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot \varphi} \quad (5.4.11)$$

pero como mínimo, la armadura transversal perimetral de cortante y torsión será:

$$A_v + 2 \cdot A_t = 0.10 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot s / f_{yv} \geq \frac{b \cdot s}{3 \cdot f_{yv}} \quad (5.4.13), (5.4.14)$$

siendo $A_v + 2 \cdot A_t$ el área de los estribos perimetrales (suma de 2 ramas).

El programa tiene en cuenta las separaciones mínimas, que deben cumplir la condición más restrictiva de entre las siguientes:

$$s \leq p_h / 8$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

Las Normas especifican que la armadura de refuerzo por torsión se colocará cuando menos en una distancia, de valor $h+b$, más allá del punto teórico en que ya no se requiere. El programa no tiene en cuenta esta disposición.

3.8.5.7.2 Armadura longitudinal de torsión

En el programa la armadura longitudinal necesaria por torsión se aumenta a la armadura necesaria por flexión. Para calcular el área A_{st} de armadura longitudinal necesaria se utiliza la siguiente expresión (en N y mm):

$$A_{st,min} = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot A_{cp}}{2 \cdot 4 \cdot f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \quad (5.4.15)$$

pero tomando $\frac{A_t}{s} \geq \frac{b}{5.8 \cdot f_{yv}}$.

El programa comprueba que la separación entre barras longitudinales no sea mayor de 50 cm, y que su diámetro no sea inferior al diámetro de los estribos.

3.8.5.7.3 Interacción entre torsión y cortante

En miembros de sección maciza se debe cumplir que (unidades en N y mm):

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b' \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \frac{V_{cR}}{b' \cdot d} + F_R \cdot 0.67 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (5.4.8)$$

3.8.6 Estados límite de servicio

El programa contempla lo establecido en la sección 14 de las Normas referente a los estados límite de servicio.

3.8.6.1 Deflexiones

Como se ha visto en el apartado "**Criterios sobre diseño estructural**" de este documento, el programa permite al usuario determinar los límites a considerar con el fin de estar dentro de aquellos prescritos en el artículo 4.1 de las Normas de Criterios y Acciones. El programa realiza comprobaciones sobre desplazamientos verticales, no considerando las limitaciones impuestas para desplazamientos horizontales.

3.8.6.1.1 Deflexión inmediata

Se calcula con el momento de inercia de la sección transformada agrietada, sección de concreto agrietada + acero. La inercia equivalente de la pieza considerada, para vanos interiores o vanos extremos, respectivamente, se calcula mediante las expresiones:

$$I = (I_{izda} + 2 \cdot I_{cntro} + I_{dcha}) / 4; \quad I = (I_{extremo} + 2 \cdot I_{cntro}) / 3 \quad (14.2.3)$$

La inercia equivalente de una sección viene dada por la expresión

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \right] \cdot I_{ag} \leq I_g \quad (14.2.1)$$

$$M_{ag} = \bar{f}_f \cdot I_g / h_2 \quad (14.2.2)$$

donde

M_{ag} momento de agrietamiento o fisuración

M_{máx} momento máximo para el que se calcula la flecha;

h₂ distancia entre el eje neutro y la fibra más traccionada.

3.8.6.1.2 Deflexión diferida (deflexión adicional ocurrida a largo plazo)

Es considerada a partir del valor de la deflexión inmediata de la carga de larga duración obtenida en el apartado anterior, multiplicada por un factor que varía en función de la clase de concreto utilizado:

- Concreto clase 2 (25 MPa > f_c' ≥ 20 MPa)
4 / (1 + 50 · p')
- Concreto clase 1 (40 MPa > f_c' ≥ 25 MPa)
2 / (1 + 50 · p')
- Concreto de alta resistencia (f_c' ≥ 40 MPa)
1.6 / (1 + 50 · p')

donde **p'** es la cuantía de armadura en compresión, **A'_s/bd**, ponderada de igual forma que la inercia.

3.8.6.1.3 Deflexión total

En el programa se obtiene como resultado de sumar la deflexión inmediata y la deflexión diferida.

3.8.6.2 Agrietamiento de elementos no presforzados

La comprobación de agrietamiento que realiza el programa consiste en comprobar, para aceros de f_y > 300 MPa, si en las secciones de máximo momento positivo y negativo se cumple que el valor de la expresión

$$f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} \cdot h_2 / h_1 \quad (14.3.1)$$

no exceda del valor indicado en la tabla siguiente

Clase de exposición	Valor

	(Kgf/cm ² o N/mm ²)
A1	40 000
A2	
B1	30 000
B2	
C	
D	20 000

En el programa se puede indicar el valor de referencia a utilizar en cada caso.

donde,

f_s Esfuerzo de la armadura en servicio. Puede estimarse el valor $M/(0.9 \cdot d \cdot A_s)$, siendo **M** el momento en servicio.

d_c Recubrimiento de la armadura de tensión, medida desde la cara de la viga al eje del redondo.

A Área del concreto a tensión que rodea la armadura de tensión dividida entre el número de barras de acero existentes. Puede evaluarse de forma aproximada mediante la expresión $b \cdot (2 \cdot d_c) / n$.

h₁ distancia entre eje neutro y el baricentro de la armadura de tracción;

h₂ distancia entre el eje neutro y la fibra más traccionada.

Las clases de exposición se establecen en el capítulo 4.2 de las Normas, mediante la siguiente tabla:

Clase	f' _c	Descripción de la superficie
A1	≥ 20 MPa	En contacto con el terreno protegida por membrana impermeable.
		En ambiente interior totalmente encerrado en la construcción.
A2	≥ 20 MPa	En contacto con el terreno en suelos no agresivos.
		En ambiente exterior no agresivo.
B1	≥ 20 MPa	En ambiente interior sometido a ciclos de humedad / secado.
		En ambiente exterior ligeramente agresivo.

B2		En contacto con agua dulce (dura).
	≥ 25 MPa	En ambiente exterior agresivo. En contacto con agua dulce a presión o circulante (dura). En contacto con agua dulce (suave). Sumergida permanentemente en agua salada.
	≥ 50 MPa	En contacto con agua salada sometida a ciclos de mojado / secado.
	D	En contacto con el terreno en suelos agresivos. En contacto con agua dulce a presión o circulante (suave). En otros ambientes no descritos.

3.8.7 Requisitos complementarios

3.8.7.1 Anclaje

El programa adopta los siguientes parámetros para las consideraciones a realizar sobre anclaje, basados en la sección 6.1 de las Normas:

L_d	Longitud de desarrollo (longitud de anclaje).
L_{db}	Longitud de desarrollo básica.
d_b	Diámetro de la barra, en cm.
a_s	Área de un redondo, en cm^2 .
c	Separación o recubrimiento: el mínimo entre: distancia entre el centro de la barra y el borde de la pieza, y la mitad de la distancia entre centros de redondo: para su cálculo, el programa asume que la distancia entre caras de redondos es el máximo entre $2 \cdot d_b$ y 20 mm en vigas y el máximo entre $2 \cdot d_b$ y 40 mm en columnas;
K_{tr}	Índice de refuerzo transversal. Como simplificación, puede admitirse que $K_{tr} = 0$, que es el valor adoptado por el programa;
s	Máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia L_d ;
n	Número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento
f_y, f'_c	en MPa.

El programa utiliza las siguientes disposiciones, aplicables a barras de diámetro $d_b \leq 38.1 \text{ mm}$ ($n^\circ 12$).

3.8.7.1.1 Anclaje de barras tensionadas en prolongación recta

La longitud básica de desarrollo será (unidades en N y mm);

$$L_{db} = \frac{1,15 \cdot a_s \cdot f_y}{(c + K_{tr}) \sqrt{f'_c}} \geq 0,36 \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (6.1.1)$$

La longitud de desarrollo, L_d , se calculará en función de L_{db} multiplicado por el factor o los factores aplicables de entre los siguientes:

Condición del refuerzo	factor
Barras horizontales o inclinadas sobre más de 30 cm de concreto	1.3
Barras de $f_y > 420$ MPa	2 - 420 / f_y
Barras de diámetro $\phi \leq 19.1$ mm (Nº 6)	0.8
Barras lisas	2.0
Resto de casos	1.0

L_d no será menor en ningún caso de 30 cm. El programa tiene una opción para calcular una longitud de anclaje reducida cuando el área de acero a tensión colocada es mayor de la estrictamente necesaria. En estos casos se considera un factor de reducción **as,necesaria / as,existente** sobre el valor de L_d .

3.8.7.1.2 Anclaje con doblez de 90°

El programa solamente considera doblados a 90 grados en barras sometidas a tensión. La longitud considerada (incluyendo el radio de doblado más un diámetro) cumple la condición:

$$L_{db} = 0.24 \cdot d_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c} \quad (6.1.2)$$

La longitud de desarrollo, L_d , se calculará en función de L_{db} multiplicado por el factor o los factores aplicables de la tabla siguiente, pero cumplirá que:

$$L_d \geq 150 \text{ mm}$$

$$L_d \geq 8 \cdot d_b$$

Condición del refuerzo	Factor
$d_b \leq 34,9$ mm (nº 11) y recubrimiento lateral suficiente	0.7
$d_b \leq 34,9$ mm (nº 11) y estribos separados $s \leq 3 \cdot d_b$	0.8
Barras lisas	1.9
Resto de casos	1.0

En el programa no se considera el segundo caso.

La longitud tras el doblez cumple una longitud mínima de valor **12·d_b**.

3.8.7.1.3 Anclaje de barras comprimidas

Según la sección 6.1.3 de la Norma la longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60% de la que requeriría a tensión y en ningún caso menor de 20 cm. En el programa se consideran siempre las barras sometidas a tensión, lo que está del lado de la seguridad.

3.8.7.1.4 Requisitos complementarios de anclaje

Las Normas observan otros requisitos además de los expresados anteriormente. En vanos extremos, se debe prolonga entre los apoyos $\frac{1}{3}$ de la máxima área de armado a positivos. En vanos interiores, será al menos $\frac{1}{4}$. En el programa siempre se prolonga $\frac{1}{3}$, independientemente de que el vano sea extremo o interior.

Según las Normas, si el elemento estructural resiste acciones accidentales horizontales, ya sean de viento o de sismo, $\frac{1}{3}$ del armado de negativos debe prolongarse más allá del fin de momentos negativos el máximo de: un canto útil o peralte efectivo, 12 diámetros o $\frac{1}{16}$ de la longitud de la barra. El programa prolonga $\frac{1}{3}$ del armado de negativos hasta el fin de momentos negativos, añadiendo posteriormente un peralte efectivo.

3.8.7.2 Recubrimiento

El programa cumple las disposiciones de la sección 4.9. de la Norma. El recubrimiento mínimo viene impuesto por la condición más restrictiva de entre las siguientes:

- El diámetro de la propia barra
- En vigas y pilares, 2.0 cm
- En losas, 1.5 cm
- En elementos de concreto vertido en el lugar, lo indicado en la tabla 4.9.1.
- En elementos prefabricados, 0.75 de lo indicado en la tabla 4.9.1.
- En cáscaras, 0.5 veces lo indicado en la tabla 4.9.1.

Clasificación de exposición	Resistencia especificada, f'_c , en MPa							
	15	20	25	30	40	50	60	70
	Recubrimiento mínimo requerido, en mm							
A1	30	25	25	20	20	20	15	15
A2	50	40	35	30	25	25	20	20
B1	65	50	40	35	30	30	25	25
B2	--	--	50	45	40	35	30	30
C	--	--	--	--	--	70	65	60

En las diferentes cajas de diálogo de opciones de armado de los distintos elementos, el usuario puede introducir los valores de recubrimiento a utilizar en cada caso, teniendo en cuenta que el valor introducido corresponde al recubrimiento de la armadura longitudinal.

3.8.7.3 Tamaño máximo de agregados

Las Normas recomiendan que el tamaño máximo no sea superior a $\frac{2}{3}$ de la distancia entre redondos. Estos requisitos pueden omitirse si se garantiza la inexistencia de huecos en el concreto. El programa permite

definir el tamaño máximo del agregado para comprobar las separaciones mínimas de las armaduras a partir de este, en las diferentes cajas de diálogo de opciones de armado de los distintos elementos. De esta forma, la distancia entre redondos deberá ser superior a **3/2** el tamaño máximo del agregado.

3.8.7.4 Separación entre barras

El programa comprueba la separación horizontal mínima en vigas por la condición más restrictiva de las siguientes, siguiendo las especificaciones en la sección 6.8 de las Normas: el diámetro de la barra o 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

La separación vertical mínima entre capas en vigas viene impuesta por la condición más restrictiva de las siguientes: el diámetro de la barra o 2 cm. El programa no comprueba esta consideración.

El programa comprueba la separación mínima en pilares, que viene impuesta por la condición más restrictiva de las siguientes: 1.5 veces el diámetro, o 1.5 veces el tamaño máximo del agregado o 4 cm.

3.8.7.5 Uniones de barras

Según la sección 6.6 de la Norma: "Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos..."

El programa considera exclusivamente las uniones por medio de traslapes.

3.8.7.5.1 Unión de barras sujetas a tensión

La sección 5.6.3. de la Norma recomienda evitar las uniones en secciones de máxima tensión, o que se traslapen más del 50% de las barras. No obstante si se realizara, se recomienda aumentar la longitud de traslape o el número de estribos.

La longitud de traslape que adopta el programa cumple las siguientes condiciones: debe ser mayor de **1.33** L_d y debe ser mayor que la expresión **(0.1 f_y - 6) d_b** , con f_y expresado en MPa.

3.8.7.5.2 Uniones de barras sujetas a compresión

La longitud de traslape que adopta el programa cumple los tres criterios siguientes: es mayor o igual a **L_d** , es mayor o igual a **(0.1 f_y - 10) d_b** , con f_y en MPa.

3.8.7.6 Refuerzo por cambios volumétricos

El programa cumple con lo establecido en la sección 5.7 de la Norma en donde se especifica que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, se debe colocar un refuerzo al menos de:

$$a_{s1} = \frac{660 \cdot x_1}{f_y \cdot (x_1 + 1000)} \quad (6.7.1)$$

a_{s1} área del armado paralelo a la dimensión considerada, por unidad de ancho de la pieza (mm^2/mm).

x_1 la menor de las dimensiones del elemento medidas perpendicularmente a la dirección considerada (mm). Si x_1 es mayor de 150 mm, a_{s1} se reparte entre las caras superior e inferior de la pieza.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el valor de a_{s1} se multiplica por un factor 1.50, o de forma simplificada puede considerarse una cuantía del 3‰. El programa utiliza este factor en el cálculo de elementos de cimentación: zapatas, vigas de cimentación, muros de sótano y losas de cimentación.

El programa considera que la separación máxima entre barras será la menor de 50 cm y de $3.5 \cdot x_1$.

3.8.8 Disposiciones complementarias por ductilidad

Tal como se indica en el apartado **Criterios de Diseño** de este capítulo, la estructura debe analizarse contra el sismo de acuerdo con lo especificado en la Norma por Sismo. Así mismo se tendrán en cuenta los criterios de esta Norma para Concreto en base a la ductilidad y el coeficiente de comportamiento sísmico, Q (ductilidad baja para $Q \leq 2$; media para $Q = 3$ o alta para $Q = 4$) definidos en sus capítulos 7, 8 y 9. En este

sentido, **Tricalc** permite fijar, a los efectos de esta Norma, en la pestaña **Sismo** de las opciones de armado de barras, muros, forjados, etcétera, una ductilidad diferente de la utilizada para calcular la acción del sismo.

El programa cumple las siguientes directrices de las secciones 7, 8 y 9 de la Norma, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

3.8.9 Diseño de estructuras de ductilidad baja

Corresponde al capítulo 7 de la Norma, para estructuras o parte de estructuras resistentes a sismo con factor de comportamiento $Q \leq 2$. En algunos casos, estas prescripciones también se aplican a estructuras o miembros de las mismas no sometidas a sismo.

Los materiales empleados en la estructura deberán cumplir:

- Deberá usarse concreto clase 1, con $f_c' \geq 25$ MPa.
- El acero de armar debe tener escalón de cedencia definido y cumplir las normas de producto NMX-C-407-ONNCCE o NMX-B-457-CANACERO. Así mismo, la armadura transversal no se adoptará un límite de fluencia mayor de 420 MPa.

3.8.9.1 Vigas

Este apartado se aplica en general a miembros con $P_u < 0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$.

La consideración del claro o luz se realizará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de este no sea mayor que el peralte efectivo de la viga. En caso contrario el claro se contará a partir de la sección que se sitúa a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo. Cuando en el programa se activa la opción de cálculo mediante ejes geométricos se consideran las disposiciones anteriores.

La Norma especifica que en vigas continuas unidas rígidamente a los pilares, puede considerarse para el armado el momento en la cara del pilar. En el programa puede adoptarse este criterio de forma opcional.

El peralte de la sección debe ser $h \leq 6 \cdot b'$, siendo b' su ancho mínimo. El programa lo comprueba en el chequeo de la geometría.

El programa no contempla el pandeo lateral en vigas de concreto. Según la sección 7.2.5 de la Norma es necesario su análisis cuando $L > 35 \cdot b$.

3.8.9.1.1 Refuerzo longitudinal

La armadura longitudinal estará constituida al menos por 2 redondos de 12.7 mm (nº 4) arriba y abajo. El programa considera la prescripción mediante su área equivalente de 127 mm² arriba y abajo.

La armadura máxima de tracción cumplirá el mismo requisito que las vigas sin sismo del apartado 5.1.4.2: El área de refuerzo en tracción será el 90% del correspondiente a la falla balanceada.

3.8.9.1.2 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas: armadura de piel

Atendiendo a lo reseñado en la sección 7.2.6 de la Norma, para cantos mayores de 750 mm, el programa coloca al menos el armado longitudinal por cambios volumétricos del apartado 6.7 de la Norma, formado al menos por redondos de 7.9 mm (número 2.5) separados no más de 350 mm.

3.8.9.2 Columnas (Pilares)

Este apartado 7.3 de la Norma se aplica en general a miembros con $P_u > 0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$.

La dimensión mínima de una columna debe ser 200 mm, con una relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor, $h/b \leq 4$. El programa avisa, mediante advertencias del chequeo de la geometría, si no se cumplen estas prescripciones.

3.8.9.2.1 Diseño por capacidad

En nudos de marcos de ductilidad baja ($Q \leq 2$) de concreto resistentes a sismo (salvo los de última planta), debe garantizarse una resistencia mínima a flexión de las columnas. Es decir: en esos nudos debe cumplirse que

$$\Sigma M_e / \Sigma M_g \geq 1,0$$

Siendo:

ΣM_e suma de los momentos resistentes de los pilares en el nudo. Al ser el armado siempre simétrico, este valor es idéntico para ambos sentidos del momento.

ΣM_g suma de los momentos resistentes de las vigas en el nudo de sentido contrario al de los pilares.

Es lo que en general se denomina “diseño por capacidad”. En el programa, este tipo de diseño es opcional, pudiéndose también modificar ese factor 1,0. En el listado de peritaje de los pilares se indica el momento mínimo que debe resistir el pilar en ambos extremos y ejes por causa de esta comprobación.

Aunque en la Norma se indica que M_e y M_g se calcularán con $F_R = 1$, el programa los calcule con su factor de resistencia correspondiente, lo que está del lado de la seguridad.

3.8.9.2.2 Armadura longitudinal

La cuantía geométrica de la armadura longitudinal cumplirá

$$0.01 \cdot A_g \leq A_s \leq 0.06 \cdot A_g$$

Esta armadura estará constituida al menos por 6 barras en columnas circulares y por 4 en columnas rectangulares.

3.8.9.2.3 Armadura transversal

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos. El programa en ningún caso contempla armados a cortante helicoidales en las columnas. La separación máxima de estribos debe cumplir las siguientes limitaciones (unidades en N y mm):

$$d_{bl} \cdot 269 / \sqrt{f_y}$$

$$48 \cdot d_{bt}$$

$$0.5 \cdot \min \{b ; h\}$$

La separación máxima de estribos, en un tramo **L1** a cada extremo del pilar, siendo **L1** el mayor valor entre **b**, **h**, **L/6** y **600 mm**, debe ser no mayor de la mitad de la anterior.

El programa propone un número de ramas de estribos atendiendo a la siguiente distribución de las barras de la armadura longitudinal: las barras de las esquinas, una de cada dos barras de la periferia y las que disten más de 150 mm de una barra atada.

Se comprueba que el diámetro mínimo de la armadura transversal debe cumplir la condición:

$$d_{bt}^2 \cdot f_{yt} \geq 0.06 \cdot d_{bl}^2 \cdot f_{yl}$$

$$d_{bt} \geq 7.9 \text{ mm (nº 2.5)}$$

3.8.9.3 Muros

El programa recoge parte de lo indicado en la sección 7.4 de las Normas sobre muros de concreto reforzado de ductilidad baja. Así, si la excentricidad del axil vertical de compresión es menor de $t/6$ y dicho axil es menor de $0.3 \cdot f_c' \cdot A_g$, basta colocar con refuerzo vertical el de cambio volumétrico (apartado 6.7 de la Norma) y no es necesario atarlo con estribos. En caso contrario, el armado vertical respetará lo indicado para columnas y estará restringido contra pandeo con estribos.

3.8.9.3.1 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

En general, el programa no contempla los procedimientos de este apartado 7.4.2 de la Norma (basados en el comportamiento del muro como una columna, incluyendo la hipótesis de Navier – Bernoulli), sino que el programa realiza una comprobación tensional en todos los puntos del muro con los criterios generales del apartado 3 de la Norma.

Si se tienen en cuenta las prescripciones indicadas a continuación.

Para restringir contra pandeo la armadura longitudinal, se deben disponer estribos de diámetro mínimo 7.9 mm (número 2.5) separados no más de (unidades en N y mm):

$$(269 / f_y^{1/2}) \cdot d_b$$

El programa considera como resistencia del hormigón a cortante, el caso de $H_m / L > 2$ (o $H_s / L \leq 2$), equivalente al caso de losas. Será por tanto (expresiones en N y mm):

$$p < 0,015 \rightarrow V_{cR} = F_R \cdot (0,2 + 20 \cdot p) \cdot 0,24 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot t \cdot L \quad (5.3.1)$$

$$p \geq 0,015 \rightarrow V_{cR} = F_R \cdot 0,128 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot t \cdot L \quad (5.3.2)$$

$$p = A_{s1} / (b \cdot d) = 1,25 \cdot A_{s1} / (t \cdot L)$$

Si el cortante de diseño de tensión plana, V_u , es mayor que el resistido por el concreto, V_{cR} , será necesario un armado horizontal y vertical separados no más de 350 mm que cumpla:

$$p_m = A_{vm} / (s_m \cdot t) = (V_u - V_{cR}) / (F_R \cdot f_y \cdot A_{cm}) \geq 0.0025$$

$$p_n = A_{vn} / (s_n \cdot t) = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - H/L) \cdot (p_m - 0.0025) \geq 0.0025$$

Para evitar el agotamiento del concreto por cortante se cumplirá (unidades en N y mm):

$$V_u \leq 0.63 \cdot F_R \cdot A_{cm} \cdot \sqrt{f_c'} \quad (7.4.6)$$

Siendo

p_m, p_n cuantía de la armadura horizontal y vertical respectivamente;

s_m, s_n separación de los refuerzos horizontales y verticales, respectivamente;

A_{vm} área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia **s_m**;

A_{vn} área de refuerzo vertical comprendida en una distancia **s_n** y

A_{cm} área bruta de la sección de concreto.

Si se cumplen una serie de requisitos, las Normas permiten (pero no obligan) que la armadura del muro se sitúa en un solo plano en su eje; pero el programa siempre la sitúan en dos planos junto a ambas caras del muro.

3.8.9.4 Losas

3.8.9.4.1 Losas en una dirección

La sección 7.5.3 de la Norma remite a las disposiciones a tener en cuenta para vigas (sección 7.1) reseñadas en este documento. Además del refuerzo principal de flexión debe disponerse refuerzo normal al anterior, a los efectos de refuerzo por cambios volumétricos, según lo especificado en la sección 6.7. de las Normas.

3.8.9.4.2 Losas apoyadas en su perímetro

El programa no utiliza las tablas simplificadas del apartado 7.5 de la Norma, sino que las calcula con el método general de elementos finitos del resto de losas.

3.8.9.4.3 Losas encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en las que existan al menos 6 nervios por vano, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y los del apartado 7.6 (losas planas). El programa siempre las analiza mediante elementos finitos, independientemente de que se cumpla ese criterio.

3.8.9.4.4 Losas planas

Se refiere al caso de losas apoyadas en columnas y así distinguirlo del caso de losas apoyadas en su perímetro. El programa supondrá que estamos en este caso si en las opciones de armado de losas se selecciona la opción **Armar como losas sin vigas**.

Las columnas de borde no pueden sobresalir del perímetro de la losa, lo que en el programa se indica como una advertencia en el chequeo de la geometría.

En **losas aligeradas**, la Norma establece:

- El ábaco tendrá dimensión mayor de $2.5 \cdot h$ alrededor de la columna o capitel y muros, lo que no es comprobado por el programa.
- Los nervios en el eje de columnas tendrán un ancho de al menos 250 mm (200 mm los adyacentes y 100 mm el resto). En el programa todos los nervios tienen el mismo ancho. El programa emite una advertencia si es de menos de 100 mm de ancho.
- La losa superior será de al menos 50 mm de espesor, emitiendo el programa una advertencia en caso contrario.

La Norma establece las siguientes disposiciones complementarias sobre el refuerzo:

- Al menos $\frac{1}{4}$ del refuerzo de negativos de la losa sobre un pilar debe continuarse hasta los pilares adyacentes.
- Al menos $\frac{1}{2}$ del refuerzo positivo máximo debe prolongarse hasta los apoyos. Además, debe ser al menos $\frac{1}{3}$ del refuerzo de negativo máximo de ambos apoyos.
- Todo nervio de reticular llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra inferior y otra superior.
- Se respetará la armadura mínima de flexión de 5.1.4.1, la de cambio volumétrico de 6.7 y la armadura máxima de flexión de 5.1.4.2.
- Debe haber refuerzo inferior de integridad formado por dos barras que crucen el núcleo de las columnas, continuas y ancladas o solapadas en los apoyos con una determinada área. Este requisito no se considera en el programa.

3.8.9.4.4.1 Peraltes mínimos

Las Normas especifican que puede omitirse el cálculo de flecha si el peralte de la losa supera un determinado mínimo que es función de la longitud máxima de vano, dimensión del capitel o pilar paralela al vano, tensión del acero en servicio, carga uniforme en servicio y clase del concreto. El programa no utiliza este método, por lo que siempre se deberá comprobar la flecha de la losa con las funciones del programa.

3.8.9.4.4.2 Dimensiones de los ábacos

Las Normas limitan el tamaño de los ábacos a un tercio de la luz entre pilares. Su canto no será menor de $1.3 h$ ni mayor de $1.5 h$, siendo h el peralte de la losa.

En el programa todos los forjados reticulares deben tener ábacos, que pueden ser resaltados o no. No se comprueba que su tamaño sea de al menos un tercio de la luz entre pilares ni que su canto respete las limitaciones antes indicadas.

3.8.9.5 Elementos de cimentación

3.8.9.5.1 Zapatas

Para realizar el dimensionamiento por flexión de las zapatas, el programa considera como sección crítica la sección situada en la cara del pilar, incluso en el caso de los pilares metálicos con placa de anclaje.

En el caso de zapatas de muros de mampostería de espesor t , la sección crítica a flexión se sitúa a $\frac{1}{4} \cdot t$ de la cara del muro hacia su interior.

Para realizar el dimensionamiento por punzonamiento y cortante el programa considera como sección crítica la localizada a una distancia $0.5d$ de la cara del pilar o muro, según está indicado en la sección correspondiente de las Normas.

En la sección 7.9.3.1 de la Norma se especifica que el espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 150 mm. Si la zapata apoya sobre pilotes (es un encepado o cabezal), dicho espesor pasará a considerarse 300 mm. El programa permite el cálculo de zapatas de concreto simple o reforzado, permitiendo al calculista definir el valor de un canto constante y el lado mínimo y máximo para la comprobación.

3.8.9.5.2 Contratraveses y trabes de liga

Su ancho será no menor que el mínimo entre $L / 20$ y 450 mm, siendo L la distancia libre entre columnas. Además, la distancia entre cercos será no mayor de $\frac{1}{2}$ de la menor dimensión de su sección ni de 300 mm.

3.8.9.5.3 Pilas y pilotes

El refuerzo longitudinal se extenderá $6 \cdot D_p + L_d$ más allá de donde haya flexiones, aunque en el programa se extienden siempre en toda su longitud. Además, los estribos o hélices en pilotes serán de diámetro no menor de 9.5 mm (nº 3) separados no más de $12 \cdot d_{bl}$, ni de $\frac{1}{2} \cdot D_p$, ni de 300 mm.

3.8.10 Diseño de estructuras de ductilidad media

Corresponde al capítulo 8 de la Norma, para estructuras o parte de estructuras resistentes a sismo con factor de comportamiento $Q = 3$.

Para que una estructura prefabricada pueda tener $Q=3$ la Norma exige cumplir unos requisitos estrictos que el programa no comprueba.

Los materiales empleados en la estructura deberán cumplir:

- Deberá usarse concreto clase 1, con $f_c' \geq 25$ MPa.
- El acero de armar debe tener escalón de cedencia definido, con $f_y \geq 420$ MPa; $f_u \geq 1,25 \cdot f_y$ y cumplir las normas de producto NMX-C-407-ONNCCE o NMX-B-457-CANACERO. Así mismo, la armadura transversal no se adoptará un límite de fluencia mayor de 420 MPa.

3.8.10.1 Vigas

Este apartado se aplica en general a miembros con $P_u < 0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$ con $Q = 3$.

La consideración del claro o luz se realizará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de este no sea mayor que el peralte efectivo de la viga. En caso contrario el claro se contará a partir de la sección que se sitúa a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo. Cuando en el programa se activa la opción de cálculo mediante ejes geométricos se consideran las disposiciones anteriores.

La Norma especifica que en vigas continuas unidas rígidamente a los pilares, puede considerarse para el armado el momento en la cara del pilar. En el programa puede adoptarse este criterio de forma opcional.

El peralte de la sección debe ser $h \leq 4 \cdot b'$, siendo b' su ancho mínimo, que, a su vez, debe ser no menor de 250 mm ni mayor del ancho de la columna a la que acomete. Además, la excentricidad horizontal entre el eje de la viga y el eje de la columna no debe superar $1/10$ del ancho de la columna. El programa lo comprueba en el chequeo de la geometría.

El programa no contempla el pandeo lateral en vigas de concreto. Según la sección 7.2.5 de la Norma es necesario su análisis cuando $L > 35 \cdot b$.

3.8.10.1.1 Refuerzo longitudinal

La armadura longitudinal estará constituida al menos por 2 redondos de 12.7 mm (n° 4) arriba y abajo. El programa considera la prescripción mediante su área equivalente de 127 mm² arriba y abajo.

La armadura máxima de tracción será el 75% de la correspondiente a la falla balanceada.

En las caras de los apoyos, la resistencia a flexión positiva de las vigas será no menor que $\frac{1}{2}$ de la resistencia a flexión negativa. Además, a lo largo de la longitud de la viga, su resistencia a flexión será no menor de $\frac{1}{4}$ de la existente en sus extremos.

No se permite el traslape de la armadura longitudinal de las vigas en:

- El interior de nudos viga – columna
- A menos de $2 \cdot h$ de la cara del pilar
- En rótulas plásticas producidas en fase inelástica durante el sismo

El programa no lo contempla automáticamente, pero posee herramientas de retoque de la armadura para conseguir el cumplimiento de la esta prescripción de la Norma.

3.8.10.1.2 Refuerzo transversal para confinamiento

En los extremos de las barras, en una longitud $2 \cdot h$ desde la cara de la columna, el programa asume que pueden formarse rótulas plásticas debidas al sismo, por lo que deben colocarse estribos (el primero de ellos a 50 mm de la cara de la columna) de al menos 7.9 mm (n° 2.5) y separados no más de:

- 0.25 · d
- $8 \cdot d_{bl,min}$
- $24 \cdot d_{bt}$
- 300 mm

Además, si la viga es de más de 400 mm de ancho, los estribos serán de al menos 4 ramas.

3.8.10.1.3 Requisitos para cortante

En elementos a flexión, debe evitarse la rotura por cortante antes de que se formen las rótulas plásticas por flexión. Para ello se obtienen los momentos resistentes positivo y negativo en ambos extremos (donde se asume que se producirán rótulas plásticas) considerando que $F_R = 1$ y $f_s = 1,25 \cdot f_y$. Se considera entonces, como cortante de diseño, la suma entre el cortante existente y el cortante hiperestático (ℓ es la distancia entre rótulas plásticas; en general $\ell = L$):

$$V_u = \max \{ (M_R^{+izq} + M_R^{-dere}) / \ell; (M_R^{-izq} + M_R^{+dere}) / \ell \}$$

Si el cortante de sismo es mayor del 50% del cortante así calculado, se despreciará la contribución a la resistencia a cortante del hormigón. Esto no se comprueba en el programa.

3.8.10.2 Columnas (Pilares)

Este apartado 8.3 de la Norma se aplica en general a miembros con $P_u > 0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$ y $Q = 3$.

La dimensión mínima de una columna debe ser 250 mm, con una relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor, $h/b \leq 4$. El programa avisa, mediante advertencias del chequeo de la geometría, si no se cumplen estas prescripciones.

3.8.10.2.1 Diseño por capacidad

En nudos de marcos de ductilidad media ($Q = 3$) de concreto resistentes a sismo (salvo los de última planta), debe garantizarse una resistencia mínima a flexión de las columnas. Es decir: en esos nudos debe cumplirse que

$$\Sigma M_e / \Sigma M_g \geq 1,2$$

Siendo:

ΣM_e suma de los momentos resistentes de los pilares en el nudo. Al ser el armado siempre simétrico, este valor es idéntico para ambos sentidos del momento.

ΣM_g suma de los momentos resistentes de las vigas en el nudo de sentido contrario al de los pilares.

Es lo que en general se denomina “diseño por capacidad”. En el programa, este tipo de diseño es opcional, pudiéndose también modificar ese factor 1,2. En el listado de peritaje de los pilares se indica el momento mínimo que debe resistir el pilar en ambos extremos y ejes por causa de esta comprobación.

Aunque en la Norma se indica que M_e y M_g se calcularán con $F_R = 1$, el programa los calcule con su factor de resistencia correspondiente, lo que está del lado de la seguridad.

3.8.10.2.2 Armadura longitudinal

La cuantía geométrica de la armadura longitudinal cumplirá

$$0.01 \cdot A_g \leq A_s \leq 0.06 \cdot A_g$$

Esta armadura estará constituida al menos por 6 barras en columnas circulares y por 4 en columnas rectangulares.

3.8.10.2.3 Armadura transversal

Las columnas no deben fallar por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para ello, se utilizará el más favorable de los siguientes procedimientos:

- Considerar un cortante de diseño no menor de (siendo M_{sup} , M_{inf} los momentos resistentes en ambos extremos con el axil existente que los haga máximos, con $F_R = 1$):

$$V_u = (M_{sup} + M_{inf}) / L$$

- Considerar un factor de resistencia a cortante $F_R = 0.5$

El programa siempre adopta el primero de esos criterios. Además, se despreciará la contribución del concreto ($V_{cr} = 0$) si, simultáneamente, $P_u < 0,05 \cdot A_g \cdot f_c'$ y el cortante sísmico es mayor o igual al 50% del cortante de cálculo del primer criterio anterior, lo cual no es tenido en cuenta en el programa.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos. El programa en ningún caso contempla armados a cortante helicoidales en las columnas. La separación máxima de estribos debe cumplir las siguientes limitaciones (unidades en N y mm):

$$d_{bl} \cdot 269 / \sqrt{f_y}$$

$$48 \cdot d_{bt}$$

$$0.5 \cdot \min \{b ; h\}$$

La separación máxima de estribos, en un tramo **L1** a cada extremo del pilar, siendo **L1** el mayor valor entre **b**, **h**, **L/6** y **600 mm**, debe ser no mayor de la mitad de la anterior.

El programa propone un número de ramas de estribos atendiendo a la siguiente distribución de las barras de la armadura longitudinal: las barras de las esquinas, una de cada dos barras de la periferia y las que disten más de 150 mm de una barra atada.

Se comprueba que el diámetro mínimo de la armadura transversal debe cumplir la condición:

$$d_{bt}^2 \cdot f_{yt} \geq 0.06 \cdot d_{bl}^2 \cdot f_{yl}$$

$$d_{bt} \geq 9.5 \text{ mm (nº 3)}$$

3.8.10.3 Muros

El programa recoge parte de lo indicado en la sección 8.4 de las Normas sobre muros de concreto reforzado de ductilidad media. Así, si la excentricidad del axil vertical de compresión es menor de **t/6** y dicho axil es menor de **0.3 · f_c' · A_g**, basta colocar con refuerzo vertical el de cambio volumétrico (apartado 6.7 de la Norma) y no es necesario atarlo con estribos. En caso contrario, el armado vertical respetará lo indicado para columnas y estará restringido contra pandeo con estribos.

3.8.10.3.1 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

En general, el programa no contempla los procedimientos de este apartado 8.4.2 de la Norma (basados en el comportamiento del muro como una columna, incluyendo la hipótesis de Navier – Bernoulli), sino que el programa realiza una comprobación tensional en todos los puntos del muro con los criterios generales del apartado 3 de la Norma.

Si se tienen en cuenta las prescripciones indicadas a continuación, además de las ya indicadas para muros de ductilidad baja.

En los apartados 8.4.2.4a y 8.4.2.4b de la Norma se fija cuándo es perceptivo que exista un refuerzo de muro en sus bordes laterales. En el programa esto se fija en las opciones de aremado de los muros resistentes de concreto, aunque no se contempla el caso de bordes con patines. Si se fijan estos refuerzos de borde, el programa los dimensionará atendiendo a los siguientes preceptos del apartado 8.4.2.4c de la Norma:

- Todas sus barras longitudinales se restringen contra pandeo con estribos según 7.3.4.3 separados el mínimo entre (unidades N y mm):

$$(269 / f_y^{1/2}) \cdot d_{bl,min}$$

$$48 \cdot d_{bt}$$

$$0.5 \cdot t$$

- La armadura horizontal del muro se ancla en los refuerzos de borde

En el caso de que en las opciones no se defina la existencia de refuerzos de borde y la cuantía de la armadura vertical es (f_y en MPa): $p > 2.8 / f_y$, se deben colocar estribos, separados no más de 200 mm y cumpliendo el inciso 4.3.4.3c.

3.8.10.4 Losas

En general, se remite a lo indicado para el caso de ductilidad baja.

3.8.10.4.1 Losas planas

Adicionalmente a lo indicado en el caso de ductilidad baja, en las conexiones losa plana – columna debe cumplirse:

$$P_u \leq 0.5 \cdot V_{cR} \quad (8.6.1)$$

$$V_{cR} = v_{cR} \cdot b_o \cdot d \quad (8.6.2)$$

Siendo

P_u	carga axil de diseño en la conexión
V_{cR}	resistencia por penetración (punzonamiento)
v_{cR}	esfuerzo cortante máximo según (5.3.36)
b_o	perímetro de la sección crítica según 5.3.6.2

3.8.10.5 Elementos de cimentación

Se remite a lo indicado para el caso de ductilidad baja.

3.8.11 Diseño de estructuras de ductilidad alta

Corresponde al capítulo 9 de la Norma, para estructuras o parte de estructuras resistentes a sismo con factor de comportamiento $Q = 4$.

Los materiales empleados en la estructura serán los indicados en el caso de ductilidad media, salvo que no podrá utilizarse concreto de alta resistencia con $f_c' > 55$ MPa.

3.8.11.1 Vigas

Este apartado se aplica en general a miembros con $P_u < 0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$ con $Q = 4$.

La consideración del claro o luz se realizará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de este no sea mayor que el peralte efectivo de la viga. En caso contrario el claro se contará a partir de la sección que se sitúa a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo. Cuando en el programa se activa la opción de cálculo mediante ejes geométricos se consideran las disposiciones anteriores.

La Norma especifica que en vigas continuas unidas rígidamente a los pilares, puede considerarse para el armado el momento en la cara del pilar. En el programa puede adoptarse este criterio de forma opcional.

El peralte de la sección debe ser $h \leq 3 \cdot b'$, siendo b' su ancho mínimo, que, a su vez, debe ser no menor de 250 mm ni mayor del ancho de la columna a la que acomete. Además, la excentricidad horizontal entre el eje de la viga y el eje de la columna no debe superar 1/10 del ancho de la columna. El programa lo comprueba en el chequeo de la geometría.

El programa no contempla el pandeo lateral en vigas de concreto. Según la sección 7.2.5 de la Norma es necesario su análisis cuando $L > 35 \cdot b$.

3.8.11.1.1 Refuerzo longitudinal

La armadura longitudinal estará constituida al menos por 2 redondos de 12.7 mm (nº 4) arriba y abajo. El programa considera la prescripción mediante su área equivalente de 127 mm² arriba y abajo.

La armadura máxima de tracción tendrá una cuantía $p \leq 0.025$.

En las caras de los apoyos, la resistencia a flexión positiva de las vigas será no menor que 1/2 de la resistencia a flexión negativa. Además, a lo largo de la longitud de la viga, su resistencia a flexión será no menor de 1/4 de la existente en sus extremos.

En la zona de traslape de la armadura longitudinal habrá estribos de confinamiento separados no más de 0.25·d ni de 100 mm, lo que no se comprueba por el programa.

No se permite el traslape de la armadura longitudinal de las vigas en:

- El interior de nudos viga – columna
- A menos de 2·h de la cara del pilar
- En rótulas plásticas producidas en fase inelástica durante el sismo

El programa no lo contempla automáticamente, pero posee herramientas de retoque de la armadura para conseguir el cumplimiento de la esta prescripción de la Norma.

3.8.11.1.2 Refuerzo transversal para confinamiento

Se remite a lo indicado en el caso de ductilidad media.

3.8.11.1.3 Requisitos para cortante

Se remite a lo indicado en el caso de ductilidad media.

3.8.11.2 Columnas (Pilares)

Este apartado 9.3 de la Norma se aplica en general a miembros con $P_u > 0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$ y $Q = 4$.

La dimensión mínima de una columna debe ser no menor de 300 mm ni de $H / 15$ (siendo H su altura libre), con una relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor, $h/b \leq 2.5$. El programa avisa, mediante advertencias del chequeo de la geometría, si no se cumplen estas prescripciones.

Además, se limita su axil máximo de cálculo, de forma que $A_g \geq 2 \cdot P_u / f_c'$.

3.8.11.2.1 Diseño por capacidad

En nudos de marcos de ductilidad alta ($Q \leq 2$) de concreto resistentes a sismo (salvo los de última planta), debe garantizarse una resistencia mínima a flexión de las columnas. Es decir: en esos nudos debe cumplirse que

$$\Sigma M_e / \Sigma M_g \geq 1.5 \quad (9.3.1)$$

Siendo:

ΣM_e suma de los momentos resistentes de los pilares en el nudo. Al ser el armado siempre simétrico, este valor es idéntico para ambos sentidos del momento.

ΣM_g suma de los momentos resistentes de las vigas en el nudo de sentido contrario al de los pilares.

Es lo que en general se denomina “diseño por capacidad”. En el programa, este tipo de diseño es opcional, pudiéndose también modificar ese factor 1.5. En el listado de peritaje de los pilares se indica el momento mínimo que debe resistir el pilar en ambos extremos y ejes por causa de esta comprobación.

Aunque en la Norma se indica que M_e y M_g se calcularán con $F_R = 1$, el programa los calcule con su factor de resistencia correspondiente, lo que está del lado de la seguridad.

3.8.11.2.2 Armadura longitudinal

La cuantía geométrica de la armadura longitudinal cumplirá

$$0.01 \cdot A_g \leq A_s \leq 0.04 \cdot A_g$$

Esta armadura estará constituida al menos por 6 barras en columnas circulares y por 4 en columnas rectangulares.

Solo se permite el traslape de la armadura longitudinal en la mitad de la altura de la columna. El programa no respeta esta condición en el momento del cálculo del armado, pero tienen herramientas de retoque y comprobación de armaduras que permiten realizar este traslape a mitad de altura de una columna.

3.8.11.2.3 Armadura transversal

Las columnas no deben fallar por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para ello se debe considerar un cortante de diseño no menor de (siendo M_{sup} , M_{inf} los momentos resistentes en ambos extremos con el axil existente que los haga máximos, con $F_R = 1$):

$$V_u = (M_{sup} + M_{inf}) / L$$

Además, se despreciará la contribución del concreto ($V_{cR} = 0$) si, simultáneamente, $P_u < 0.05 \cdot A_g \cdot f'_c$ y el cortante sísmico es mayor o igual al 50% del cortante de cálculo del primer criterio anterior, lo cual no es tenido en cuenta en el programa.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos. El programa en ningún caso contempla armados a cortante helicoidales en las columnas. La separación máxima de estribos debe cumplir las siguientes limitaciones (unidades en N y mm):

$$d_{bl} \cdot 269 / \sqrt{f_y}$$

$$48 \cdot d_{bt}$$

$$0.5 \cdot \min \{b; h\}$$

Aunque la Norma distingue el caso de que un extremo de columna se encuentre confinado o no (dependiendo de las vigas que acometen en él), el programa considera el caso confinado, que es el caso más desfavorable.

Se establece, en ambos extremos de la columna, una zona de confinamiento de longitud **L1** que es el mayor valor entre **b**, **h**, **L/6** y **600 mm** (en caso de columna de planta baja, debería ser no menor de $H/2$ y se prolongará en el interior del cimientto L_d , aunque el programa no lo tiene en cuenta).

En esas zonas de confinamiento, la armadura transversal deberá cumplir:

■ Columnas rectangulares

$$A_{sh} \geq 0.3 \cdot (A_g/A_c - 1) \cdot (f'_c/f_{yh}) \cdot s \cdot b_c \quad (9.3.2)$$

$$A_{sh} \geq 0.09 \cdot (f'_c/f_{yh}) \cdot s \cdot b_c \quad (9.3.3)$$

■ En columnas circulares habrá un refuerzo helicoidal o estribos circulares, con cuantía volumétrica:

$$p_s \geq 0.45 \cdot (A_g/A_c - 1) \cdot (f'_c/f_{yh}) \quad (7.3.1)$$

$$p_s \geq 0.12 \cdot (f'_c/f_{yh}) \quad (7.3.1)$$

Siendo

A_c área del núcleo de la sección (encerrada por el perímetro exterior de los estribos)

A_g área de la sección de hormigón

b_c dimensión del núcleo de la sección perpendicular a los estribos considerados

f_{yh} esfuerzo de fluencia de los estribos

Estos estribos estarán separados, en el caso de columnas circulares, no más de 70 mm, mientras que en el caso de columnas rectangulares, cumplirán:

$$s_1 \leq 0.25 \cdot b_{min}$$

$$s_1 \leq 6 \cdot d_{bl,max}$$

$$s_1 \leq 100 \text{ mm si la distancia entre redondos no atados con estribos es } > 200 \text{ mm}$$

$s_1 \leq 150$ mm si la distancia entre redondos no atados con estribos es ≤ 200 mm

En el resto de la columna, se aplica lo dicho para el caso de ductilidad media.

El programa propone un número de ramas de estribos atendiendo a la siguiente distribución de las barras de la armadura longitudinal: las barras de las esquinas, una de cada dos barras de la periferia y las que disten más de 150 mm de una barra atada. Además, la distancia entre ramas de cercos cerrados será no mayor de 450mm.

Se comprueba que el diámetro mínimo de la armadura transversal debe cumplir la condición:

$$d_{bt}^2 \cdot f_{yt} \geq 0.06 \cdot d_{bl}^2 \cdot f_{yl}$$

$$d_{bt} \geq 9.5 \text{ mm (nº 3)}$$

3.8.11.3 Muros

El programa recoge parte de lo indicado en la sección 9.4 de las Normas sobre muros de concreto reforzado de ductilidad alta. Así, si la excentricidad del axil vertical de compresión es menor de $t/6$ y dicho axil es menor de $0.3 \cdot f_c' \cdot A_g$, basta colocar con refuerzo vertical el de cambio volumétrico (apartado 6.7 de la Norma) y no es necesario atarlo con estribos. En caso contrario, el armado vertical respetará lo indicado para columnas y estará restringido contra pandeo con estribos.

3.8.11.3.1 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

En general, el programa no contempla los procedimientos de este apartado 9.4.2 de la Norma (basados en el comportamiento del muro como una columna, incluyendo la hipótesis de Navier – Bernoulli), sino que el programa realiza una comprobación tensional en todos los puntos del muro con los criterios generales del apartado 3 de la Norma.

Si se tienen en cuenta las prescripciones indicadas a continuación, además de las ya indicadas para muros de ductilidad baja y media.

En los apartados 9.4.2.4a y 9.4.2.4b de la Norma (que remiten a los apartados 8.4.2.4a y 8.4.2.4b respectivamente) se fija cuándo es perceptivo que exista un refuerzo de muro en sus bordes laterales. En el programa esto se fija en las opciones de armado de los muros resistentes de concreto, aunque no se contempla el caso de bordes con patines. Si se fijan estos refuerzos de borde, el programa los dimensionará atendiendo a los siguientes preceptos del apartado 8.4.2.4c de la Norma:

- Todas sus barras longitudinales se restringen contra pandeo con estribos según 7.3.4.3 separados el mínimo entre (unidades N y mm):

$$6 \cdot d_{bl,max}$$

$$150 \text{ mm}$$

$$0.5 \cdot t$$

- La armadura horizontal del muro se ancla en los refuerzos de borde

En el caso de que en las opciones no se defina la existencia de refuerzos de borde y la cuantía de la armadura vertical es (f_y en MPa): $p > 2.8 / f_y$, se deben colocar estribos, separados no más de 200 mm y cumpliendo el inciso 4.3.4.3c.

3.8.11.4 Losas

En general, se remite a lo indicado para el caso de ductilidad baja.

3.8.11.4.1 Losas planas

No se permiten losas planas (es decir, losas apoyadas en columnas) de ductilidad alta ($Q = 4$). Para ello, el programa considera en este caso una resistencia a punzonamiento nula.

3.8.11.5 Elementos de cimentación

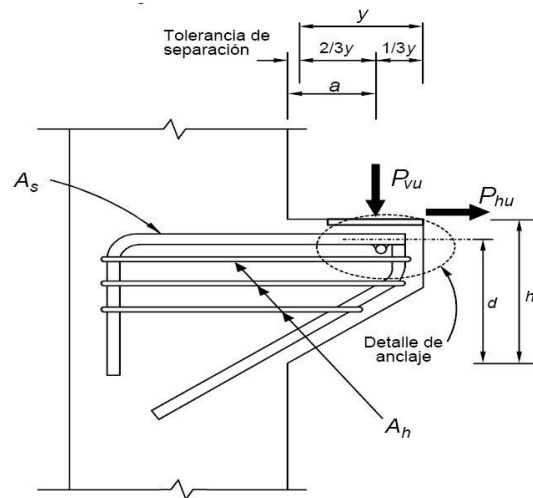
Se remite a lo indicado para el caso de ductilidad baja.

3.8.12 Casos en los que no aplica la teoría general de flexión

Es el caso de las zonas de discontinuidad geométrica o mecánica de otras normas (regiones D), que en general se estudian mediante modelos de puntales (de concreto) y tensores (armaduras).

3.8.12.1 Ménsulas

El programa dimensiona las Ménsulas Cortas de acuerdo con lo indicado en la sección 10.1 de las Normas. Para que una ménsula pueda calcularse como tal, se debe cumplir:



$$a / d \leq 1$$

$$h_1 \geq d$$

$$P_{hu} \leq P_{vu}$$

Siendo

a distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula;

d peralte efectivo medido donde arranca la ménsula;

h₁ peralte total en el extremo de la ménsula;

P_{hu} tensión horizontal de diseño;

P_{vu} carga vertical de diseño.

En todas las comprobaciones, se tomará como factor de resistencia **F_R = 0.75**.

El área principal de refuerzo, **A_s**, será la mayor entre:

$$A_f + A_n$$

$$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$$

$$0.04 \cdot b \cdot d \cdot f'_c / f_y$$

Dicha armadura se debe anclar en el extremo de la ménsula mediante:

- Barra transversal soldada del mismo diámetro (en cuyo caso el área de apoyo no debe sobrepasar el borde interior de dicho refuerzo de anclaje)
- Doblándolo hacia abajo con su correspondiente longitud de anclaje en patilla (en cuyo caso el área de apoyo no debe sobrepasar la parte recta de la armadura principal).

El área complementaria, **A_h**, estará formada por cercos paralelos a la armadura principal, distribuidos uniformemente en **2/3·d**, con área total no menor de

$$A_h = 0.5 \cdot (A_s - A_n)$$

siendo

A_f área de refuerzo necesario para resistir el momento **M_u = P_{vu}·a + P_{hu}·(h - d)**. No debe exceder al área balanceada obtenida según el apartado 2.2.2. de las Normas;

A_{vf} área de refuerzo para resistir la fuerza cortante **V_u = P_{vu}**. Se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 2.5.10, suponiendo la compresión **N_u** igual a cero;

A_n área necesaria para resistir la tensión $N_u = P_{hu}$. $A_n = P_{hu} / (F_R \cdot f_y)$.

3.8.13 Concreto simple (concreto en masa)

3.8.13.1 Limitaciones

La dimensión máxima de un elemento de concreto simple, será 1.5 m, salvo que se desprecie la contribución del concreto a la tensión. El programa calcula únicamente como elemento de concreto simple las zapatas, y es donde se aplican las consideraciones de las Normas.

3.8.13.2 Esfuerzos de diseño

Se considera en las Normas un factor de resistencia $F_R = 0.65$, aunque el usuario puede modificarlo en el programa. Se establecen los siguientes límites (unidades en N y mm):

- Compresión por flexión

$$F_R \cdot f_c' \quad (13.4.1)$$

- Tensión por flexión (concreto clase 1 / clase 2)

$$0.47 \cdot F_R \sqrt{f_c'} \quad (13.4.2)$$

$$0.34 \cdot F_R \sqrt{f_c'} \quad (13.4.3)$$

- Compresión axial

$$0.56 \cdot F_R \cdot f_c' \cdot \left[1 - \left(\frac{H'}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \quad (13.4.4)$$

- Cortante

$$0.05 \cdot F_R \cdot \sqrt{f_c'} \quad (13.4.5)$$

- Punzonamiento

$$(0.5 + \gamma) \cdot 0.28 \cdot F_R \cdot \sqrt{f_c'} \leq 0.28 \cdot F_R \cdot \sqrt{f_c'} \quad (13.4.6)$$

Siendo

H' la longitud de pandeo

γ relación entre los lados menor y mayor de la zona cargada

3.8.14 Método de puntales y tensores

Corresponde al Apéndice B de la Norma. Se utiliza en regiones de discontinuidad geométrica o mecánica (regiones D). En el programa se utiliza por ejemplo en los encepados (zapatas sobre pilotes).

Con este método, la falla puede producirse por una de las siguientes causas:

- Fluencia de los tensores (tirantes), cuando se alcanza f_y .
- Aplastamiento de los puntales, cuando se alcanza f_{cu} .
- Falla de la conexión en los nodos de unión entre puntales y tensores
- Falla en el anclaje de los tensores

El ángulo entre puntales y tensores debe ser no menor de $\arctg 1/2 \approx 25^\circ$.

3.8.14.1 Procedimiento de diseño

Los puntales no pueden cruzarse o solaparse entre sí, pero los tensores pueden cruzarse con puntales u otros tensores. El diseño de los puntales, tensores y zonas nodales debe basarse en la relación:

$$F_R \cdot F_n \geq F_u \quad (B.4.1)$$

Siendo

F_u fuerza factorizada que actúa en un puntal, en un tensor o en una cara de una zona nodal

F_n resistencia nominal del puntal, tensor o zona nodal

F_R factor de reducción de resistencia para cortante definido en 3.7 ($F_R = 0.75$).

3.8.14.1.1 Resistencia de los puntales

La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal puede tomarse como:

$$F_n = f_{ce} \cdot A_{cs} \quad (B.5.1)$$

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c' \quad (B.5.2)$$

Siendo

A_{cs}	área de la sección transversal en un extremo del puntal
f_{ce}	el menor valor entre la resistencia efectiva a la compresión del concreto en el puntal, definida por (B.5.2), y la resistencia efectiva a la compresión del concreto en la zona nodal definida en B.7
β_s	= 1.00 para puntales de sección transversal uniforme a lo largo de toda su longitud = 0.75 para puntales en forma de huso con armadura según B.5.4 = 0.60 para puntales en forma de huso sin armadura = 0.40 puntales de elementos traccionados o alas traccionadas = 0.60 para el resto de casos

El programa no considera los puntales en forma de huso.

3.8.14.1.2 Resistencia de los tensores

La resistencia nominal a la tensión de un tensor, en ausencia de pretensado, puede tomarse como:

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y \quad (B.6.1)$$

El eje de la armadura debe coincidir con el tensor del modelo. Debe anclarse siguiendo las siguientes condiciones:

- El anclaje empieza donde el baricentro del tensor entra en el nodo extenso
- En tensores que atraviesan un nodo, el anclaje debe desarrollar la diferencia de tracción a uno y otro lado del nodo.
- En tensores que acaban en un nodo, el anclaje debe resolverse en el punto en que el baricentro del armado sale del nodo extenso.

3.8.14.1.3 Resistencia de las zonas nodales

Su resistencia nominal a compresión será:

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz} \quad (B.7.1)$$

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c' \quad (B.7.2)$$

Siendo

A_{nz}	menor entre: - El área de la cara del nodo donde actúa F_u, ortogonal a F_u - El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección
β_n	= 1.00 en zonas nodales limitadas por puntales y/o apoyos (nudo CCC) = 0.80 en zonas nodales que anclan un tensor (nudo CCT) = 0.60 en zonas nodales que anclan 2 o más tensores (nudo CTT)

3.9 Diseño y Construcción de Estructuras de Acero

Se recoge en este apartado la implementación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero. Están basadas en AISC 360-10 (LRFD), por lo que, en los casos no contemplados por la presente Norma, el programa utiliza los procedimientos de AISC 360-10 (LRFD).

3.9.1 Materiales

En el programa se pueden seleccionar las siguientes calidades de acero recogidas en las normas mexicanas (que corresponden con aceros de la norma estadounidense ASTM):

Grado (Gr.) (NMX / ASTM)	F _y		F _u	
	MPa	Kg/cm ²	MPa	Kg/cm ²
Aceros al carbono				
B-254 36 / A36	250	2 530	400	4 080
Aceros de alta resistencia y baja aleación				
B-284 42 / A572 42	290	2 955	415	4 220
B-284 50 / A572 50	345	3 515	450	4 570
B-284 55 / A572 55	380	3 865	485	4 920
B-284 60 / A572 60	415	4 220	515	5 275
B-284 65 / A572 65	450	4 570	550	5 625

El programa utiliza como valores nominales los expresados en MPa, que no equivalen exactamente a los valores declarados en la Norma en Kg/cm². En todo caso, con el programa es posible definir cualquier otro límite de fluencia, seleccionando el tipo **OTROS** en la caja de definición de materiales.

Como conectadores de cortante para vigas compuesta, esta Norma remite a la estadounidense ASTM A108, que declara unos valores de F_y = 345 MPa, correspondiente a una deformación permanente del 0,2% y de F_u = 414 MPa, algo diferentes del acero definido en la norma estadounidense AWS D1.1M Type B, que fija F_y = 350 MPa y F_u = 450 MPa. En todo caso, el usuario puede crear en la base de datos de conectores de cortante el material definido en la presente Norma.

3.9.2 Tipos de estructura y métodos de análisis

Las Normas distinguen estos tipos de estructuras:

- **Estructuras tipo 1: "marcos rígidos o estructuras continuas"** (estructuras de nudos rígidos). Pueden calcularse por métodos elásticos o inelásticos, y se permite, con condiciones, una redistribución del 30% del momento, en secciones tipo 1 o 2. El programa siempre lleva a cabo un análisis elástico, sin redistribución de momentos.
- **Estructuras tipo 2:** Estructuras de nudos simples (articulados) o uniones elásticas de no más del 20% de rigidez, aunque en el análisis global se considerarán articuladas. La rigidez lateral se consigue mediante contravientos (diagonales) o muros.
- **Estructuras tipo 3:** Nudos semirrígidos. En estructuras de más de 4 plantas o 12 m, debe haber contravientos o muros que aporten parte de la rigidez lateral.

3.9.3 Análisis y diseño de elementos y sistemas estructurales

3.9.3.1 Estabilidad y relaciones de esbeltez

Para la estabilidad de una estructura, debe estudiarse:

- Deformación por axil, flexión, torsión y cortante (o cualquier otra) que contribuya a los desplazamientos de la estructura.
- Efectos de segundo orden $P\Delta$ y $P\delta$

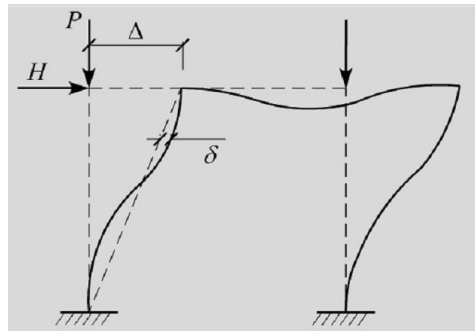


Figura 2.1.1 Definición de los efectos $P\Delta$ y $P\delta$

- Imperfecciones geométricas
- Reducciones de rigidez debidas a inelasticidad
- Incertidumbres en los valores de rigidez y resistencia

Se define como **relación de esbeltez** la establecida por la expresión $K \cdot L / r$, siendo K el factor de longitud efectiva, L la longitud de la pieza y r el radio de giro de la sección respecto al plano de flexión considerado. Para la evaluación del factor de longitud efectiva, K , se siguen los siguientes principios:

- Estructura con rigidez lateral adicional (estructura contraventeada o intraslacional). Sus miembros poseen sus extremos fijos linealmente o el desplazamiento de sus extremos es despreciable: $K = 1.0$ o menor si se justifica.
- Estructura con rigidez lateral propia (estructura no contraventeada o traslacional). Sus miembros tienen desplazamientos de sus extremos no despreciables: $K > 1.0$.

En el programa se calcula el valor de K mediante los nomogramas establecidos en el reglamento de estructuras de concreto, aunque es posible fijar el valor deseado para cada miembro y en cada una de sus direcciones principales.

Las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que forman parte de estructuras regulares, pueden considerarse con desplazamiento lateral despreciable (y por tanto, con $K = 1$ o menor) cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I , no excede de 0.08. Para estructuras regulares, I es:

$$I = (\sum P_u \cdot Q \cdot \Delta_{OH}) / (L \cdot \sum H) \quad (2.3.1)$$

Donde

$\sum P_u$	fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el factor de carga correspondiente); incluye cargas muertas y vivas
Q	factor de comportamiento sísmico, definido en el Capítulo 5 de las NTC para Diseño por Sismo. En diseño por viento se toma $Q=1,0$
Δ_{OH}	desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño y considerando las rigideces reducidas según 2.5.2.2 si se utiliza el método directo
$\sum H$	suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración. (Fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando)

L altura del entrepiso

Es decir, la distorsión de los pilares de una planta (obtenido con la función **Resultados /Listados>Esfuerzos>Distorsiones Pilares**) debe ser no mayor de 0.08. En ningún caso debe ser $I > 0.30$.

El inciso 2.3.2 de la Norma fija las siguientes relaciones de esbeltez máximas admisibles:

- En compresión, debe ser $K \cdot L / r < 200$
- En tensión (donde $K = 1$), se recomienda:
 - $L / r < 240$ en miembros principales
 - $L / r < 300$ en arriostramientos y miembros secundarios
 - En varillas (tirantes) no hay límite, pero se recomienda pretensarlos

En el programa es posible definir cualquier limitación, tanto en compresión como en tensión, y particularizable para cada miembro, aunque el programa avisa si se escogen límites menos estrictos que los de la Norma.

3.9.3.2 Métodos de análisis y diseño

En el inciso 2.4 de la Norma se recogen dos métodos:

- El método directo, según el inciso 2.5
- El método de la longitud efectiva, según el inciso 2.6

3.9.3.2.1 Método directo de análisis y diseño

Es válido para todas las estructuras.

El análisis de esfuerzos debe considerar la posición de las cargas en la estructura deformada (efectos de 2º orden $P\Delta$ y $P\delta$), teniendo en cuenta la reducción de rigidez definida en el inciso 2.5.2.2 y las imperfecciones iniciales.

El efecto $P\delta$ puede incorporarse al análisis global o estudiarse al comprobar cada barra de forma aislada. En estructuras regulares $P\delta$ puede ignorarse para el análisis global si:

- La estructura soporta la mayor parte de las cargas gravitacionales con columnas, muros o marcos verticales.
- El índice de estabilidad (ecuación 2.3.1) es, en todos los niveles, $I \leq 0,08$

En el programa, el efecto $P\Delta$ se considera al seleccionar un análisis de 2º orden geométrico. También es posible considerarlo amplificando los momentos de un análisis en 1er orden mediante B_1 y B_2 (inciso 2.7.2).

El efecto $P\delta$ no se incorpora en el análisis global, sino que se estudia miembro a miembro mediante el coeficiente B_1 (inciso 2.7.2).

Las imperfecciones geométricas iniciales consisten en un desplome inicial, que, para estructuras que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos, nominalmente verticales, pueden sustituirse por unas cargas horizontales N_i , que se aplican a todos los niveles y tendrán el valor:

$$N_i = 0.003 \cdot W_i \quad (2.5.1)$$

Siendo

N_i fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel i

W_i carga gravitacional que actúa en el nivel i

En el programa, esto equivale a definir, en las opciones de cálculo de esfuerzos, un desplome inicial de $0.003 \cdot L = L / 333$.

En el inciso 2.5.2.2 se define un ajuste de las rigideces de los componentes que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura, a utilizar en este método directo, tal que:

$$EI^* = 0.80 \cdot EI$$

$$EA^* = 0.80 \cdot EA$$

Se permite aplicar esa reducción a todos los elementos de la estructura, para evitar redistribuciones no deseadas. Otros materiales distintos de acero estructural pueden requerir reducciones mayores.

En el programa no se realiza esta reducción de forma automática, pero se puede definir, para cada elemento, una sección de la base de datos que lleve incorporada esta reducción.

3.9.3.2.2 Método de la longitud efectiva

Para poder aplicar este método, la estructura debe soportar las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos verticales y el cociente del desplazamiento relativo de entrepiso máximo de 2º orden entre el máximo de 1er orden (distorsión de entrepiso) debe ser, en todos los entrepisos, no mayor de 1.5. Este cociente puede tomarse como B_2 , según el inciso 2.7.2.

Se determinan entonces de forma aproximada los efectos de 2º orden de acuerdo con el inciso 2.7 de la Norma, como se indica a continuación.

- El momento de diseño en extremos de columnas es (incluye el efecto $P\Delta$):

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 \cdot M_{tp} \quad (2.7.1)$$

- El momento de diseño en la zona central de columnas es (amplifica el anterior por el efecto $P\delta$):

$$M_{uo}^* = B_1 \cdot (M_{ti} + B_2 \cdot M_{tp}) \quad (2.7.2)$$

Donde

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{F_R \cdot P_{e1}}} \quad (2.7.3)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 1,2 \cdot I} = \frac{1}{1 - \frac{1,2 \cdot Q \cdot \Delta_{OH} \Sigma P_u}{L \cdot \Sigma H}} \quad (2.7.4)$$

$$P_{e1} = P_{e2} = E \cdot A \cdot \pi^2 / (K \cdot L / r)^2 = E \cdot I \cdot \pi^2 / (K \cdot L)^2$$

M_{ti}	Momentos producidos por cargas que no generan desplazamientos horizontales (en general, todas las cargas verticales)
M_{tp}	Momentos producidos por cargas que sí generan desplazamientos horizontales (en general, viento y sismo), incluyendo las fuerzas ficticias (imperfecciones globales) definidas en 2.5.2.1
ΣP_u	fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el factor de carga correspondiente); incluye cargas muertas y vivas
Q	factor de comportamiento sísmico, definido en el Capítulo 5 de las NTC para Diseño por Sismo. En diseño por viento se toma $Q=1,0$
Δ_{OH}	desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño
ΣH	suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración. (Fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando)
M_{uox}, M_{uoy}	momentos de diseño amplificados (de 2º orden) según los ejes X y Y en los extremos de una barra
M_{uox}^*, M_{uoy}^*	momentos de diseño amplificados (de 2º orden) según los ejes X y Y en la zona central de una barra
B_1	factor que tiene en cuenta el efecto $P\delta$ para cada barra y dirección. En tracción, $B_1 = 1$
B_2	factor que tiene en cuenta el efecto $P\Delta$ para cada entrepiso y dirección
P_u	axil de diseño en la columna en estudio

P_{ei}	carga crítica de pandeo elástico de la columna en estudio. Se calcula con un coeficiente $K \leq 1,0$, aún en los casos traslacionales; en el cálculo de r se toma $0,8 \cdot l$ cuando se emplea el método de análisis directo, e l para determinar longitudes efectivas y hacer análisis de primer orden
L	longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión (en general, altura del entrepiso)
r	radio de giro correspondiente
K	factor de longitud efectiva en el plano de la flexión
I	índice de estabilidad del entrepiso definido en 2.3.3
F_R	factor de resistencia que se toma igual a 0.9
C_m	coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante, según 2.7.3

Si la distorsión del entrepiso es $I \leq 0.08$, la estructura se comporta como de rigidez lateral añadida (intraslacional), y puede adoptarse $B_2 = 1$. En el programa, B_2 no se calcula automáticamente, sino que se sustituye por el coeficiente de amplificación de viento y sismo fijado en las opciones de comprobación de las secciones de acero.

3.9.4 Propiedades geométricas

En el programa se utilizan las características definidas en las bases de datos de perfiles. La Norma distingue, en algunos casos, entre área total y área neta efectiva (menor que la anterior), que tienen en cuenta los agujeros para los tornillos.

3.9.4.1 Relaciones ancho / grueso y pandeo local

3.9.4.1.1 Clasificación de las secciones

Los miembros en compresión simple, de acuerdo con la tabla 3.2.1, se clasifican en:

- Esbeltos o de tipo 4
- No esbeltos o de tipo 3

Los miembros en flexión, con o sin axil. De acuerdo con la tabla 3.2.2, se clasifican en:

- Tipo 1: (secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con $Q \geq 3$) pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos y para desarrollar las ductilidades requeridas para $Q \geq 3$
- Tipo 2: (secciones compactas, para diseño plástico y para diseño sísmico con $Q \leq 2$) pueden alcanzar el momento plástico, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas con $Q \leq 2$
- Tipo 3: (secciones no-compactas) pueden alcanzar el momento elástico, pero no tienen capacidad de rotación inelástica
- Tipo 4: (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen

Para que una sección clasifique en uno de los tipos, todos los elementos planos que la componen deben satisfacer las relaciones ancho/grueso propias de ese tipo:

- Para miembros en compresión pura, serán no esbeltos (tipo 3) si todos sus elementos satisfacen que $\lambda \leq \lambda_r$, de acuerdo con la tabla 3.2.1. De lo contrario, serán esbeltos.
- De igual forma, para miembros en flexión, λ_{p1} es la frontera entre los tipos 1 y 2; λ_p es la frontera entre los tipos 2 y 3 y λ_r es la frontera entre los tipos 3 y 4.

Tabla 3.2.1 Valores máximos de las relaciones ancho / grueso. Elementos de miembros en compresión pura

	Elemento	λ	λ_r
No rigidizados	Alas secciones I o H laminadas	b/t	$0,56 \sqrt{E/F_y}$
	Alas de 2L soldadas o T o U	b/t _p	
	Alas secciones I o H armadas	b/t	$0,64 \sqrt{k_c \cdot E/F_y}$
	Rigidizadores longitudinales	b/t _p	
	Alas de L o 2L separadas	b/t	$0,45 \sqrt{E/F_y}$
	Elementos unidos por un solo lado		
Rigidizados	Almas de secciones en T	d/t	$0,75 \sqrt{E/F_y}$
	Almas de secciones en I o H	h/t _a	$1,49 \sqrt{E/F_y}$
	Almas de secciones en U		
	Tubos rectangulares	b/t	$1,40 \sqrt{E/F_y}$
	Perfiles en cajón		
	Tubos circulares	D/t	$0,11 \cdot E / F_y$
	Resto de casos	b/t	$1,49 \sqrt{E/F_y}$

$$k_c = 0,39 \leq 4\sqrt{t_a/h} \leq 0,76$$

Tabla 3.2.2 Valores máximos de las relaciones ancho/grueso. Elementos comprimidos de miembros en flexión

	Elemento	λ	λ_{p1}	λ_p	λ_r
No rigidizados	Alas de I, H, U, T laminadas	b/t _p	$0,30 \sqrt{E/F_y}$	$0,38 \sqrt{E/F_y}$	$1,00 \sqrt{E/F_y}$
	Alas de I, H armadas (bisimétricas o no)	b/t _p	--	$0,38 \sqrt{E/F_y}$	$0,95 \sqrt{k_c \cdot E/F_L}$
	Alas de L	b/t	--	$0,54 \sqrt{E/F_y}$	$0,91 \sqrt{E/F_y}$
	Alas secciones I, H, U con flexión en el eje débil	b/t _p	--	$0,38 \sqrt{E/F_y}$	$1,00 \sqrt{E/F_y}$

Rigidizados	Almas de sección T	d/t _a	$0,30 \sqrt{E/F_y}$	$0,38 \sqrt{E/F_y}$	$1,03 \sqrt{E/F_y}$
	Almas de I, H bisimétricas	h/t _a	$2,45 \sqrt{E/F_y}$	$3,76 \sqrt{E/F_y}$	$5,70 \sqrt{E/F_y}$
	Almas de U				
	Almas de I, H unisimétricas	h _c /t _a	--	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{E/F_y}$ $\left(0,54 \frac{M_p}{M_y} - 0,09\right)^2 \leq \lambda$	$5,70 \sqrt{E/F_y}$
	Alas de RHS y en cajón	b/t	$1,12 \sqrt{E/F_y}$	$1,12 \sqrt{E/F_y}$	$1,40 \sqrt{E/F_y}$
	Almas de RHS y en cajón	h/t	--	$2,42 \sqrt{E/F_y}$	$5,70 \sqrt{E/F_y}$
	Tubos circulares	D/t	$0,038 \cdot E / F_y$	$0,070 \cdot E / F_y$	$0,31 \cdot E / F_y$
	Almas flexocomprimidas	h/t _a	$2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0,4 \frac{P_u}{F_R P_y}\right)$	$3,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0,6 \frac{P_u}{F_R P_y}\right)$	$5,6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0,74 \frac{P_u}{F_R P_y}\right)$

$$k_c = 0.39 \leq 4\sqrt{t_a/h} \leq 0.76$$

$F_L = 0.7 \cdot F_y$ (flexión en el eje fuerte en sección I o H bisimétrica)

$$P_y = A \cdot F_y$$

Siendo

F_L	esfuerzo de flexión en el patín (ala) comprimido
h_c	doble de la distancia entre cdg y la cara interior del patín comprimido – radio de acuerdo
h_p	doble de la distancia entre eje neutro plástico y la cara interior del patín comprimido – radio de acuerdo
b	ancho del elemento
d	peralte o canto del perfil
h	canto del alma
t_p	espesor del patín
t_a	espesor del alma

El ancho de los elementos de la sección se mide con el siguiente criterio:

- En elementos no atiesados (no rigidizados) se mide:
 - Patines de L, U, Z: ancho nominal

- Alma de T: canto nominal
- Patines de I, H, T: ½ del ancho nominal
- Perfiles conformados: parte recta
- En elementos atiesados (rigidizados) se mide:
 - Almas de secciones laminadas, h: distancia entre caras interiores de patines menos radios de acuerdo (descontar también el radio de acuerdo en h_c y h_p)
 - Perfiles cuadrados armados: distancia entre soldaduras
 - Tubos rectangulares: distancia libre entre patines / almas menos radios de acuerdo. Si no se conoce el radio, distancia libre menos 3 veces el espesor
 - Almas de secciones en I o H armadas: distancia libre entre patines
 - Perfiles conformados: parte recta

3.9.4.1.2 Secciones tipo 4 (esbeltas)

La sección está formada por elementos planos atiesados (rigidizados por otros en ambos lados) y no atiesados (uno de sus bordes es libre). En las expresiones que siguen, se define:

- b** ancho de cada rectángulo
- t** espesor de cada rectángulo
- b_e** ancho efectivo del rectángulo, $\leq b$.
- f** tensión de trabajo.

La comprobación de este tipo de secciones se realiza suponiendo que tienen una sección efectiva (menor que la real) que se calcula según se establece en el apartado 3.2.5 de las Normas, tal como se indica a continuación.

- Anchos efectivos en elementos comprimidos uniformemente

$$b_e = b \quad \text{si } \lambda_a \leq 0.673 \quad (3.2.1)$$

$$b_e = \rho \cdot b \quad \text{si } \lambda_a > 0.673 \quad (3.2.2)$$

$$\rho = (1 - 0.22 / \lambda_a) / \lambda_a \quad (3.2.3)$$

$$\lambda_a = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \cdot \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (3.2.4)$$

$$f = F_n$$

Siendo

- k** coeficiente de pandeo de placas igual a 4.0 para elementos atiesados soportados por un alma en cada borde longitudinal e igual a 0.43 para elementos no atiesados;

F_n esfuerzo crítico de pandeo nominal del miembro, según la sección 5.2 de la Norma.

En el caso de secciones circulares huecas de tipo 4 ($D/t > 0.31 \cdot E / F_y$), siempre que $D/t \leq 0.45 \cdot E / F_y$, el área efectiva será:

$$A_e = \left(\frac{0.038 \cdot E \cdot t}{F_y \cdot D} + \frac{2}{3} \right) \cdot A \leq A \quad (3.2.5)$$

3.9.5 Resistencia

3.9.5.1 Miembros en tensión (barras traccionadas)

En elementos sometidos a tensión pura, se comprueba el estado límite de fluencia de la sección total y de fractura de la sección neta:

- Estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_R \cdot F_y \cdot A \quad (4.2.1)$$

$$F_R = 0.90$$

- Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = F_R \cdot F_u \cdot A_e \quad (4.2.2)$$

$$F_R = 0.75$$

R_t Resistencia a tensión

F_R Factor de resistencia

A Área total

A_e Área neta efectiva. En perfiles sin agujeros, unidos con soldaduras en todas sus partes, $A_e = A$

En el inciso 4.3 de la Norma se hace referencia a los requisitos adicionales que los miembros armados (por ejemplo, los perfiles empresillados) sometidos a tensión deben cumplir.

3.9.5.2 Miembros en compresión simple

La resistencia a compresión, **R_c**, se establece según los siguientes estados límite.

- Para miembros de sección no esbelta (tipo 1, 2 o 3) se debe comprobar el estado límite de inestabilidad por flexión.
- Para miembros de sección esbelta (tipo 4) se debe comprobar la inestabilidad por flexión, torsión, flexocompresión y pandeo local.
- Para miembros de sección no esbelta (tipo 1, 2 o 3) de baja inercia a torsión o no bisimétricos, también se debe comprobar el estado límite de pandeo por torsión y flexotorsión.

3.9.5.2.1 Estado límite de inestabilidad por flexión

En el caso de miembros esbeltos (tipo 4), se sustituye el área completa, **A**, por su área efectiva, **A_e** (calculada según el inciso 3.2.5 o 3.2.6), salvo para los términos de esbeltez, que siempre se calculan a partir de la sección total.

En función de la forma de la sección, se tiene:

- Secciones en I o H y tubos circulares o rectangulares:

$$R_c = F_R \cdot \chi \cdot F_y \cdot A = F_R \cdot F_n \cdot A \quad (5.2.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$\chi = 1 / \sqrt[n]{1 + \lambda_c^{2n}} = 1 / \sqrt[n]{1 + (F_y / F_e)^n} \quad (5.2.2)$$

$$\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e} \quad (5.2.3)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K \cdot L / r)^2} \quad (5.2.4)$$

Siendo

F_n = $\chi \cdot F_y$ esfuerzo nominal de compresión

χ factor de reducción por esbeltez

λ_c parámetro de esbeltez

F_e esfuerzo crítico de Euler

K·L/r Relación de esbeltez efectiva máxima de la columna

n coeficiente adimensional, entre 1.0 y 2.0, de la tabla 5.2.1 (no reproducida en este documento)

- Resto de casos: Igual que en el caso anterior, pero fijando **n = 1.4**.

3.9.5.2.2 Estado límite de pandeo por flexotorsión o por torsión

Para secciones con uno o ningún plano de simetría, y para perfiles de baja rigidez a torsión (en cruz o de pared delgada, por ejemplo).

En el caso de miembros esbeltos (tipo 4), se sustituye el área completa, A , por su área efectiva, A_e (calculada según el inciso 3.2.5 o 3.2.6), salvo para los términos de esbeltez, que siempre se calculan a partir de la sección total.

La resistencia de diseño, R_c , se calcula como en el caso anterior, pero tomando

$$F_R = 0.9$$

$$n = 1.4$$

Además, el valor de F_e se sustituye por el valor dado en los siguientes apartados

■ Secciones bisimétricas

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_a}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (5.2.5)$$

■ Secciones monosimétricas (eje de simetría x. Si fuera el Y, se intercambian X e Y)

$$F_e = \frac{F_{ex} + F_{ez}}{2 \cdot H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{ex} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{ex} + F_{ez})^2}} \right] \quad (5.2.6)$$

■ Secciones sin eje de simetría: F_e es la menor de las raíces de la ecuación:

$$(F_e - F_{ex}) \cdot (F_e - F_{ey}) \cdot (F_e - F_{ez}) - F_e^2 \cdot (F_e - F_{ey}) \cdot (x_o / r_o)^2 - F_e^2 \cdot (F_e - F_{ex}) \cdot (y_o / r_o)^2 = 0 \quad (5.2.7)$$

Donde

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + (I_x + I_y) / A \quad (5.2.8)$$

$$H = 1 - (x_o^2 + y_o^2) / r_o^2 \quad (5.2.9)$$

$$F_{ex} = \pi^2 \cdot E / (K_x \cdot L_x / r_x)^2 \quad (5.2.10)$$

$$F_{ey} = \pi^2 \cdot E / (K_y \cdot L_y / r_y)^2 \quad (5.2.11)$$

$$F_{ez} = [G \cdot J + \pi^2 \cdot E \cdot C_a / (K_z \cdot L_z)^2] \cdot 1 / (A \cdot r_o^2) \quad (5.2.12)$$

$F_{ex}; F_{ey}$	se calcula respecto a los ejes principales de la sección;
E	módulo de elasticidad;
G	módulo de elasticidad cortante;
J	constante de torsión de Saint Venant (inercia a torsión);
C_a	constante de torsión por alabeo;
$I_x; I_y$	momentos de inercia principales;
$L_x; L_y$	longitudes libres para pandeo por flexión en X e Y;
L_z	longitud libre para pandeo por torsión;
$K_x; K_y$	factores de longitud de pandeo por flexión;
K_z	factor de longitud de pandeo por torsión;
x_o, y_o	coordenadas del centro de torsión con respecto a un sistema de ejes centroidales y principales;
r_x, r_y	radios de giro de la sección transversal de la columna respecto a los ejes centroidales y principales X y Y; y

r_o radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión (centro de esfuerzos cortantes).

3.9.5.2.3 Miembros armados por varios perfiles

En el inciso 5.3 de la Norma (no reproducido en este documento) se contempla el caso de secciones compuestas y agrupadas. Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí, en sus extremos, de una manera que asegure el trabajo de conjunto. Es el caso de los perfiles en U (canales) empresillados: aunque el programa no comprueba las presillas, sí tiene en cuenta los criterios de este inciso para definir sus características geométricas (dimensiones, espesor y distancia entre presillas).

3.9.5.3 Miembros en flexión simple

En esta Norma se utiliza la siguiente nomenclatura:

J (cm⁴)	Constante de torsión de Saint Venant. Equivale en el programa a I_x .
C_a (cm⁶)	Constante de torsión por alabeo (módulo de alabeo)
S (cm³)	Módulo de sección elástico. Equivale en el programa a $W_{y,el}$ y $W_{z,el}$
S_e (cm³)	S de perfiles considerando b_e (ancho equivalente del alma tipo 4)
Z (cm³)	Módulo de sección plástico. Equivale en el programa a $W_{y,pl}$ y $W_{z,pl}$
M_y	Momento elástico último $M_y = S \cdot F_y$
M_p	Momento plástico último $M_p = Z \cdot F_y$
r_y	radio de giro según Y_p

3.9.5.3.1 Resistencia de diseño en flexión, **M_R**.

La resistencia de diseño en flexión es

$$M_R = F_R \cdot M_n$$

Salvo que se indique lo contrario, en este capítulo se adopta $F_R = 0.9$.

De acuerdo con el inciso 6.1, se deben considerar los siguientes estados límite: (se indican entre corchetes la equivalencia con AISC 360-10)

- Iniciación de la fluencia (F) [Y]
- Pandeo lateral por flexotorsión (PLT) [LTB]
- Pandeo local del patín comprimido (PLP) [FLB]
- Pandeo local del alma, por flexión (PLA) [WLB]
- Plastificación del alma por cortante
- Pandeo local del alma por cortante
- Tensión diagonal en el alma
- Flexión y cortante combinados
- Otras formas de pandeo del alma, debidas a cargas concentradas (PL) [LB]
- Fatiga (se remite al apéndice D)

En función de la forma y el tipo de la sección, la Norma indica los estados límite aplicables en cada caso en la tabla siguiente.

Nota: Tabla 6.1.1 Estados límite aplicables a las diversas secciones

Sección transversal	Apartado	Esbeltez (tipo)		Tipo de pandeo
		Patines	Alma	
I o H bisimétrica Secciones en U Eje fuerte (X)	6.3	C (1 o 2)	C (1 o 2)	F, PLT [Y, LTB]
I o H bisimétrica Eje fuerte	6.4	NC (3), E (4)	C (1 o 2), NC (3)	F, PLT, PLP [Y, LTB, FLB]
I o H Eje fuerte	6.5	Cualquiera	E (4)	F, PLT, PLP [Y, LTB, FLB]
I o H, U Eje débil	6.6	cualquiera	N/A	F, PLP [Y, FLB]
RSHS	6.7	cualquiera	C (1 o 2), NC (3)	F, PLP, PLA [Y, FLB, WLB]
CSHS	6.8	N/A	N/A	F, PL [Y, LB]
2 L en T, T	6.9	cualquiera	N/A	F, PLT, PLP, PLA [Y, LTB, FLB, WLB]
L	6.10	N/A	N/A	F, PLT, PLAA [Y, LTB, LLB]
Rectangular maciza, Circular maciza	6.11	N/A	N/A	F, PLT [Y, LTB]
Otras secciones asimétricas	6.12	N/A	N/A	Todos

3.9.5.3.2 Factor de pandeo lateral por flexotorsión, C_b

Tiene en cuenta la variación del momento entre puntos con soporte lateral. Su valor, válido para secciones unisimétricas con todos los momentos del mismo signo, secciones bisimétricas, sin torsión significativa, es:

$$C_b = (12.5 \cdot M_{\max}) / (2.5 \cdot M_{\max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C) \quad (6.2.1)$$

Siendo

$M_{\max}$ Máximo momento entre apoyos, en valor absoluto

M_A Momento a $1/4$ de la luz entre apoyos, en valor absoluto

M_B Momento a $1/2$ de la luz entre apoyos, en valor absoluto

M_C Momento a $3/4$ de la luz entre apoyos, en valor absoluto

En el caso de secciones unisimétricas con momentos de ambos signos (caso no contemplado en esta Norma), el programa utiliza una expresión más precisa procedente de AISC 360-10.

3.9.5.3.3 Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I o H bisimétricas y U, flexionados alrededor del eje fuerte

Corresponde al inciso 6.3 de la Norma. La resistencia nominal, M_n , será la menor entre la debida a la fluencia o momento plástico (F), [Y] y el de pandeo lateral-torsional (PLT), [LTB].

La resistencia nominal, M_n , de miembros en flexión por fluencia, es igual a:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (6.3.1)$$

Para el pandeo lateral por flexotorsión, la Norma permite clasificarlo en función de las longitudes características L_r y L_u o bien en base al momento M_e . El programa utiliza el criterio de M_e , cuyo valor es:

$$M_e = \frac{C_b \cdot \pi}{L} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J + (\pi \cdot E/L)^2 \cdot I_y \cdot C_a} = \frac{C_b \cdot \pi \cdot E}{L} \sqrt{I_y [J/2.6 + (\pi/L)^2] C_a} \quad (6.3.4)$$

Se tienen entonces tres casos:

- Para $M_e \geq M_p$, no es necesario comprobar el pandeo lateral-torsional
- Para $M_p > M_e > (2/3) \cdot M_p$, el momento nominal por pandeo lateral-torsional es:

$$M_n = 1.15 \cdot M_p \cdot (1 - 0.28 \cdot M_p / M_e) \leq M_p \quad (6.3.2)$$

- Para $M_e \leq (2/3) \cdot M_p$, el momento nominal por pandeo lateral-torsional es:

$$M_n = M_e \quad (6.3.3)$$

3.9.5.3.4 Miembros de sección I o H bisimétrica con patines NC (tipo 3) o E (tipo 4) y alma C (tipo 1 o 2) o NC (tipo 3), flexionados sobre su eje fuerte

Corresponde al inciso 6.4 de la Norma. La resistencia nominal, M_n , será la menor entre el estado límite de fluencia (F), [Y], el de pandeo lateral-torsional (PLT), [LTB] y el pandeo local del ala comprimida (PLP), [FLB].

Para el caso de fluencia, se tiene:

$$M_n = S_x \cdot F_y = M_y \quad (6.4.1)$$

Para el pandeo lateral por flexotorsión, la Norma permite clasificarlo en función de las longitudes características L_r y L_u o bien en base al momento M_e . El programa utiliza el criterio de M_e , cuyo valor es:

$$M_e = \frac{C_b \cdot \pi}{L} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J + (\pi \cdot E/L)^2 \cdot I_y \cdot C_a} = \frac{C_b \cdot \pi \cdot E}{L} \sqrt{I_y [J/2.6 + (\pi/L)^2] C_a} \quad (6.3.4)$$

Se tienen entonces tres casos:

- Para $M_e \geq M_y$, no es necesario comprobar el pandeo lateral-torsional
- Para $M_y > M_e > (2/3) \cdot M_y$, el momento nominal por pandeo lateral-torsional es:

$$M_n = 1.15 \cdot M_y \cdot (1 - 0.28 \cdot M_y / M_e) \leq M_y \quad (6.4.2)$$

- Para $M_e \leq (2/3) \cdot M_y$, el momento nominal por pandeo lateral-torsional es:

$$M_n = M_e \quad (6.4.3)$$

Para el pandeo local del patín comprimido (PLP), [FLB], se tienen dos casos:

- Secciones con alas no compactas (tipo 3). Interpolar entre M_y y M_p según la esbeltez del patín comprimido, mediante la expresión:

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \cdot (\lambda - \lambda_{pp}) / (\lambda_{rp} - \lambda_{pp})$$

- Secciones con patines esbeltos (tipo 4):

$$M_n = S_e \cdot F_y \quad (6.4.4)$$

Siendo

$$\lambda = 0.5 \cdot b/t_p; \text{ esbeltez del patín comprimido}$$

λ_{pp}	esbeltez límite entre patín comprimido compacto (tipo 2) y no compacto (tipo 3), de acuerdo con la tabla 3.2.2.
λ_{rp}	esbeltez límite entre patín comprimido no compacto (tipo 3) y esbelto (tipo 4)
S_e	Módulo resistente eficaz, considerando como ancho del patín comprimido el dado en 3.2.5. Como simplificación, (son secciones bisimétricas) puede considerarse ese mismo ancho eficaz en el patín traccionado

3.9.5.3.5 Miembros de sección I o H de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje fuerte

Corresponde al inciso 6.5 de la Norma. La resistencia nominal, M_n , se determina multiplicando la resistencia definida en 6.3 o 6.4, según sea el caso, por:

$$1 - \frac{a_r}{1200 + 300 \cdot a_r} \left(\frac{h}{t_a} - 5.60 \sqrt{E/F_y} \right) \leq 1 \quad (6.5.1)$$

Siendo

a_r área alma / área patín comprimido, con $a_r \leq 10$

h, t_a canto y espesor del alma

3.9.5.3.6 Miembros de sección I o H y U con flexión en el eje débil

Corresponde al inciso 6.6 de la Norma. La resistencia nominal, M_n , será la menor entre el estado límite de fluencia o momento plástico (F), [Y] y el pandeo local del patín (PLP), [FLB].

En el caso de la fluencia, la resistencia nominal es:

$$M_n = M_{py} = F_y \cdot Z_y \leq 1.6 \cdot F_y \cdot S_y \quad (6.6.1)$$

Para el estado límite de pandeo local del patín comprimido se tienen los siguientes casos:

- En secciones con patines compactos (tipo 1 o 2) no es necesario considerar este caso
- En secciones con patines no compactos (tipo 3), se interpola entre M_p y M_y :

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \cdot (\lambda - \lambda_{pp}) / (\lambda_{rp} - \lambda_{pp})$$

- En secciones con patines esbeltos (tipo 4)

$$M_n = F_{cr} \cdot S_y \quad (6.6.2)$$

Siendo

$$F_{cr} = (0.69 \cdot E) / \lambda^2 \quad (6.6.3)$$

λ esbeltez del patín

λ_{pp} esbeltez límite entre patín comprimido compacto (tipo 2) y no compacto (tipo 3), de acuerdo con la tabla 3.2.2

λ_{rp} esbeltez límite entre patín comprimido no compacto (tipo 3) y esbelto (tipo 4)

3.9.5.3.7 Tubos rectangulares o cuadrados laminados o formados por placas soldadas

Corresponde al inciso 6.7 de la Norma. La resistencia nominal, M_n , será la menor entre el estado límite de fluencia o momento plástico (F), [Y], el pandeo local del patín comprimido (PLP), [FLB] y pandeo local del alma (PLA), [WLB].

Para el estado límite de fluencia, se tiene:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z \quad (6.7.1)$$

Para el estado límite de pandeo local del patín comprimido, se tienen los siguientes casos:

- En secciones compactas (tipo 1 o 2) no es necesario considerarlo
- En secciones con patines no compactos (tipo 3):

$$M_n = M_p - (M_p - F_y \cdot S) \left(3.57 \cdot \sqrt{F_y/E} \cdot b/t_p - 4 \right) \leq M_p \quad (6.7.2)$$

- En secciones con patines esbeltos (tipo 4):

$$M_n = F_y \cdot S_e \quad (6.7.3)$$

Siendo

S_e Módulo resistente efectivo, calculado con el ancho efectivo del patín comprimido, b_e :

$$b_e = 1.92 \cdot t_p \sqrt{E/F_y} \left(1 - 0.38 \cdot \sqrt{E/F_y} \cdot t_p / b \right) \leq b \quad (6.7.4)$$

Para el estado límite del pandeo local del alma, a considerar sólo cuando ésta es no compacta (tipo 3), se tiene:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y \cdot S) \left(0.305 \cdot \sqrt{F_y/E} \cdot h/t_a - 0.74 \right) \leq M_p \quad (6.7.5)$$

3.9.5.3.8 Tubos circulares

Corresponde al inciso 6.8, para secciones circulares huecas con $D/t \leq 0.45 \cdot E/F_y$. La resistencia nominal, M_n , será la menor entre el estado límite de fluencia o momento plástico (F), [Y] y el pandeo local (PL), [LB].

Para el estado límite de fluencia, se tiene:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z \quad (6.8.1)$$

Para el estado límite de pandeo local, se tienen los siguientes casos:

- En secciones compactas (tipo 1 o 2) no es necesario considerarlo
- En secciones no compactas (tipo 3):

$$M_n = (0.021 \cdot E \cdot t / D + F_y) \cdot S \quad (6.8.2)$$

- En secciones esbeltas (tipo 4):

$$M_n = (0.33 \cdot E \cdot t / D) \cdot S \quad (6.8.3)$$

3.9.5.3.9 Miembros de sección T o 2 L espalda con espalda cargados en el plano de simetría

Corresponde al inciso 6.9 de la Norma. La resistencia nominal, M_n , será la menor entre el estado límite de fluencia o momento plástico (F), [Y], el pandeo lateral-torsional (PLT), [LTB], pandeo local del patín (PLP), [FLB] y el pandeo local del alma (PL), [LB].

Para el estado límite de fluencia, se tienen dos casos:

- Patines comprimidos

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \leq 1.6 \cdot M_y \quad (6.9.2)$$

- Patines tensionados

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \leq M_y \quad (6.9.3)$$

Para el estado límite de pandeo local por flexotorsión, se tiene:

$$M_n = \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J} \cdot (\pi/L) \cdot (B + \sqrt{1 + B^2}) \quad (6.9.4)$$

$$B = \pm 2.3 \cdot (d/L) \sqrt{I_y/J} \quad (6.9.5)$$

Siendo

L longitud arriostrada del miembro

B es positivo cuando los patines están comprimidos, y negativo en caso contrario

Para el estado límite de pandeo local del patín de secciones en T, se tienen los siguientes casos:

- Para patines compactos (tipo 1 o 2) comprimidos por la flexión, no es necesario considerarlo.
- Para patines no compactos (tipo 3) comprimidos por la flexión:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_{xc}) \cdot (\lambda - \lambda_{pp}) / (\lambda_{rp} - \lambda_{pp}) \leq 1.6 \cdot M_y \quad (6.9.6)$$

- Para patines esbeltos (tipo 4) comprimidos por la flexión:

$$M_n = (0.7 \cdot E \cdot S_{xc}) / \lambda^2 \quad (6.9.7)$$

Siendo

S_{xc} módulo resistente a flexión respecto al patín comprimido

λ_{pp} = λ_p del patín en flexión simple (tabla 3.2.2)

λ_{rp} = λ_r del patín en flexión simple (tabla 3.2.2)

Para el estado límite de pandeo local del alma de secciones T en compresión por flexión (y los patines están traccionados por la flexión), se tiene:

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \quad (6.9.8)$$

$$\left. \begin{aligned} d/t_a \leq 0,84\sqrt{E/F_y} &\Rightarrow F_{cr} = F_y \\ 0,84\sqrt{E/F_y} < d/t_a \leq 1,03\sqrt{E/F_y} &\Rightarrow F_{cr} = [2,55 - 1,84 \cdot (d/t_a)\sqrt{E/F_y}] \cdot F_y \\ d/t_a > 1,03\sqrt{E/F_y} &\Rightarrow F_{cr} = 0,69 \cdot E \cdot (t_a/d)^2 \end{aligned} \right\} (6.9.10)$$

3.9.5.3.10 Secciones en L

Corresponde al inciso 6.10 de la Norma. La resistencia nominal, M_n , será la menor entre el estado límite de fluencia o momento plástico (F), [Y], el pandeo lateral-torsional (PLT), [LTB] y el pandeo local de una pata (PLL), [LLB].

Para el estado límite de fluencia, se tiene:

$$M_n = 1,5 \cdot M_y \quad (6.10.1)$$

Para el estado límite de pandeo lateral por flexotorsión, no necesario para flexión en el eje débil, se tiene:

- Flexión simple según un eje 'geométrico' (x o y) de eles de lados iguales
 - Sin restricción lateral-torsional, compresión máxima en el extremo del patín

$$M_e = (0,66 \cdot E \cdot b^4 \cdot t \cdot C_b / L^2) \left[\sqrt{1 + 0,78(L \cdot t / b^2)^2} - 1 \right] \quad (6.10.6)$$

- Sin restricción lateral-torsional, tracción máxima en el extremo del patín

$$M_e = (0,66 \cdot E \cdot b^4 \cdot t \cdot C_b / L^2) \left[\sqrt{1 + 0,78(L \cdot t / b^2)^2} + 1 \right] \quad (6.10.7)$$

- Con restricción lateral-torsional solo en el punto de momento máximo: M_e será 1.25 veces lo indicado en el caso de sin restricción, (6.10.6) o (6.10.7)

Siendo

M_y Momento resistente elástico en el eje de flexión, salvo en el caso de flexión según un eje geométrico, sin restricción lateral-torsional, que será un 80% de dicho valor.

Para el estado límite de pandeo local de una pata (que Se aplica cuando el extremo del patín está en compresión), se tienen los siguientes casos:

- En secciones compactas (tipo 1 o 2), no es necesario considerarlo
- En secciones con patines no compactos (tipo 3):

$$M_n = F_y \cdot S_c [2,43 - 1,72(b/t)\sqrt{F_y/E}] \quad (6.10.8)$$

- En secciones esbeltas (tipo 4)

$$M_n = F_{cr} \cdot S_c \quad (6.10.9)$$

$$F_{cr} = 0,71 \cdot E \cdot (t/b)^2 \quad (6.10.10)$$

Siendo

S_c módulo resistente elástico respecto al eje de flexión y el lado con el extremo del ala en compresión. En el caso de flexión respecto a un eje geométrico, con alas de lados iguales y sin restricción lateral-torsional, un 80% de ese valor

3.9.5.3.11 Secciones rectangulares y circulares macizas

Corresponde con el inciso 6.11 de la Norma. La resistencia nominal, M_n , será la menor entre el estado límite de fluencia o momento plástico (F), [Y] y el pandeo lateral-torsional (PLT), [LTB].

Para el estado límite de fluencia, se tiene:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z \leq 1,6 \cdot M_y \quad (6.11.1)$$

Para el estado límite de pandeo lateral por flexotorsión, se tienen los siguientes casos:

- Secciones circulares y rectangulares flectando en el eje débil: No es necesario contemplarlo

■ Secciones rectangulares flectando en el eje fuerte:

$$0.08 \cdot E / F_y < L \cdot d / t \leq 1.9 \cdot E / F_y \rightarrow M_n = C_b \cdot [1.52 - 0.274 \cdot L \cdot d \cdot F_y / (t^2 \cdot E)] \cdot M_y \leq M_p \quad (6.11.2)$$

$$L \cdot d / t > 1.9 \cdot E / F_y \rightarrow M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad (6.11.3)$$

Siendo

$$F_{cr} = 1.9 \cdot E \cdot t^2 \cdot C_b / (L \cdot d) \quad (6.11.4)$$

L distancia entre restricciones laterales en la zona comprimida o entre puntos con restricción a torsión

d canto total de la sección rectangular (dimensión perpendicular al eje de flexión)

t espesor de la sección rectangular (dimensión paralela al eje de flexión)

3.9.5.3.12 Secciones asimétricas

Corresponde al inciso 6.12 de la Norma. Se aplica a todas las secciones asimétricas, salvo las en L. En el programa no hay secciones laminadas asimétricas distintas de las L con lados desiguales, por lo que no se considera ese caso.

3.9.5.4 Miembros en cortante

Cubre el cortante en el plano del alma de secciones unisimétricas o bisimétricas; secciones en L; tubos estructurales y cortante en el eje débil de secciones unisimétricas o bisimétricas.

La resistencia a cortante será:

$$V_R = F_R \cdot V_n \quad (7.1.1)$$

Siendo $F_R = 0.90$, salvo cuando se indique lo contrario.

Para secciones unisimétricas o bisimétricas y secciones en U con cortante en el plano del alma, la resistencia nominal a cortante, para el estado límite de fluencia por cortante o pandeo por cortante es

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_a \cdot C_v \quad (7.2.1)$$

El factor C_v se calcula como sigue:

■ Para almas de secciones en I o H laminadas con $h / t_a \leq 2.24 \cdot (E / F_y)^{0.5}$:

$$C_v = 1.0$$

$$F_R = 1.0$$

■ Para almas del resto de secciones unisimétricas o bisimétricas, salvo tubos circulares:

$$h / t_a \leq 1.10 \cdot (k_v \cdot E / F_y)^{0.5} \rightarrow C_v = 1.0 \quad (7.2.3)$$

$$1.10 \cdot (k_v \cdot E / F_y)^{0.5} < h / t_a \leq 1.37 \cdot (k_v \cdot E / F_y)^{0.5} \rightarrow C_v = (1.10 \cdot t_a / h) \cdot (k_v \cdot E / F_y)^{0.5} \quad (7.2.4)$$

$$h / t_a > 1.37 \cdot (k_v \cdot E / F_y)^{0.5} \rightarrow C_v = 1.51 \cdot k_v \cdot E \cdot t_a^2 / (F_y \cdot h^2) \quad (7.2.5)$$

Siendo

$A_a = h \cdot t_a$ área del alma

h secciones laminadas: distancia interior entre patines descontando radios de acuerdo

secciones armadas soldadas: distancia interior entre patines

secciones armadas atornilladas: distancia entre líneas de tornillos

secciones en T: altura total de la sección

t_a espesor del alma

El valor de k_v se obtiene como (siendo a la distancia libre entre rigidizadores transversales):

■ Almas de secciones en T, sin rigidizadores transversales y $h/t_a < 260$:

$$k_v = 1.2$$

■ Resto de almas sin rigidizadores transversales y $h/t_a < 260$:

$$k_v = 5$$

- Almas con rigidizadores transversales

$$k_v = 5 + 5 \cdot (h / a)^2 \quad (7.2.6)$$

$$\text{Si } a/h > \min \{3 ; (260 \cdot t_a / h)^2\} \rightarrow k_v = 5 \quad (7.2.7)$$

Para otros tipos de secciones se tiene:

- Ángulos sencillos (secciones en L). Para la resistencia a cortante de una única pata se remite a (7.2.1) y el caso de almas del resto de secciones unisimétricas o bisimétricas, salvo tubos circulares, siendo

$$A_a = b \cdot t$$

$$h / t_a = b / t$$

$$k_v = 1.2$$

b ancho de la pata que resiste el cortante

t espesor de la pata que resiste el cortante

- Tubos rectangulares (RHSS) y secciones en cajón. Se remite al caso general, pero considerando:

$$A_a = 2 \cdot h \cdot t$$

$$t_w = t$$

$$k_v = 5$$

h altura del alma que resiste el cortante: distancia interior entre alas menos radios de acuerdo (o la altura total, d, menos 3·t)

t grueso de diseño, igual al nominal salvo en RHSS soldados por resistencia eléctrica (ERW), en los que es 0.93 veces el grueso nominal

- Tubos circulares (CHSS). En este caso:

$$V_n = 0.5 \cdot F_{cr} \cdot A_t \quad (7.6.1)$$

Siendo F_{cr} el mayor entre los dos siguientes valores (pero con $F_{cr} \leq 0.6 \cdot F_y$):

$$F_{cr} = 1,60 \cdot E \cdot (t / D)^{5/4} \cdot (D / L_v)^{1/2}$$

$$F_{cr} = 0,78 \cdot E \cdot (t / D)^{3/2}$$

A_t área total (bruta) de la sección

D diámetro exterior del tubo

L_v distancia entre el valor máximo del cortante y el cortante nulo

t espesor de cálculo = espesor nominal salvo en RHSS con soldadura ERW, que es 0,93 del espesor nominal

3.9.5.4.1 Atiesadores (rigidizadores) verticales

No son necesarios si la esbeltez del alma cumple que $h / t_w \leq 2.46 \cdot (E / F_y)^{0.5}$, ni cuando la resistencia a cortante, con $k_v = 5$, dada por 7.2.1 es mayor que el cortante de diseño.

La inercia, I_{st} , de una pareja de rigidizadores respecto al centro del alma, o de un rigidizador respecto a la cara del alma en contacto, será tal que:

$$I_{at} \geq b \cdot t_a^3 \cdot j \quad (7.2.8)$$

Siendo

$$j = 2,5 \cdot (h / a)^2 - 2 \geq 0,5 \quad (7.2.9)$$

$$b = \min (a; h)$$

3.9.5.4.2 Cortante en el eje débil de secciones unisimétricas y bisimétricas

Para la resistencia a cortante de cada elemento resistente a cortante (cada patín) se remite a la expresión (7.2.1) y al caso de almas del resto de secciones unisimétricas o bisimétricas, salvo tubos circulares, siendo

$$A_a = b_p \cdot t_p$$

$$h / t_a = b / t_p$$

$$k_v = 1,2$$

3.9.5.5 Miembros bajo cargas combinadas

3.9.5.5.1 Miembros flexocomprimidos

En las Normas se hacen distinciones entre estructuras **regulares** e **irregulares**. En *Tricalc*, sólo se implementan las estructuras irregulares (lo cual implica estar del lado de la seguridad). En este apartado se define

F_R	Factor de Resistencia, que adopta el valor $F_R = 0.90$
P_u, M_{uox}, M_{uoy}	Axil y Momentos de diseño en los extremos del miembro. Véase el apartado Análisis y métodos de diseño .
M_{uox}^*, M_{uoy}^*	Momentos máximos del miembro (aunque no sean en la misma sección)
M_{yx}, M_{yy}	Momentos elásticos nominales ($M_{yx} = S_x \cdot F_y$)
M_{px}, M_{py}	Momentos plásticos nominales ($M_{px} = Z_x \cdot F_y$)
M_{RX}, M_{RY}	Momento resistido en flexión simple.
P_y	Fuerza axial nominal de plastificación dada por $P_y = A_t \cdot F_y$.
R_c	Resistencia de diseño en compresión (capítulo 5)

3.9.5.5.1.1 Secciones extremas

En este apartado se realiza un estudio a nivel de sección. En general, sólo es necesario aplicar estas prescripciones en cada extremo del miembro, pero en el programa se comprueban en todas las secciones del miembro.

■ Secciones tipo 1 y 2

• Perfil en I

$$\frac{P_u}{F_R \cdot P_y} + 0,85 \frac{M_{uox}}{F_R \cdot M_{px}} + 0,60 \frac{M_{uoy}}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1 \quad (8.1.1)$$

$$\frac{M_{uox}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1 \quad (8.1.3)$$

• Secciones en cajón cuadradas

$$\frac{P_u}{F_R \cdot P_y} + 0,80 \frac{M_{uox}}{F_R \cdot M_{px}} + 0,80 \frac{M_{uoy}}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1 \quad (8.1.2)$$

$$\frac{M_{uox}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1 \quad (8.1.3)$$

• Resto de casos

$$\frac{P_u}{F_R \cdot P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1 \quad (8.1.4)$$

■ Secciones tipo 3 y 4

$$\frac{P_u}{F_R \cdot P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1 \quad (8.1.5)$$

3.9.5.5.1.2 Columna completa

En esta apartado se lleva a cabo un estudio a nivel global de pieza. Se aplica una sola vez por combinación de acciones.

■ Secciones tipo 1 y 2

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1 \quad (8.1.6)$$

■ Secciones tipo 3 y 4

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{RY}} \leq 1 \quad (8.1.7)$$

3.9.5.6 Miembros en flexotensión (flexotraccionados)

Este inciso aplica a secciones unisimétricas o bisimétricas sometidas a tensión y momentos en uno o dos ejes. A falta de un estudio más preciso:

- Secciones extremos: como en el inciso 8.1.3.1 (miembros en flexocompresión).
- Columna completa:

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R \cdot M_{RY}} \leq 1 \quad (8.2.1)$$

P_u, M_{uox}, M_{uoy} Tracción y momentos de diseño (según alguno de los métodos del capítulo 2)

R_t Resistencia a tracción, según el capítulo 4

M_{RX}, M_{RY} Resistencia a flexión simple, según capítulo 6

3.9.5.7 Flexión y cortante combinados

Se consideran los siguientes casos:

- Vigas con almas no reforzadas (sin atiesadores). Se realizará la comprobación:

$$\frac{M_u}{M_R} + \left(\frac{V_u}{V_R} \right)^2 \leq 1.0 \quad (8.3.1)$$

- Vigas en I o H con atiesadores según el inciso 7.3 (campo de tensiones), $0.6 \cdot V_R \leq V_u \leq V_R$ y $0.75 \cdot M_R \leq M_u \leq M_R$. Se realizará la comprobación:

$$0.727 \frac{M_u}{M_R} + 0.455 \frac{V_u}{V_R} \leq 1.0 \quad (8.3.2)$$

Siendo

M_R momento resistente de cálculo según capítulo 6

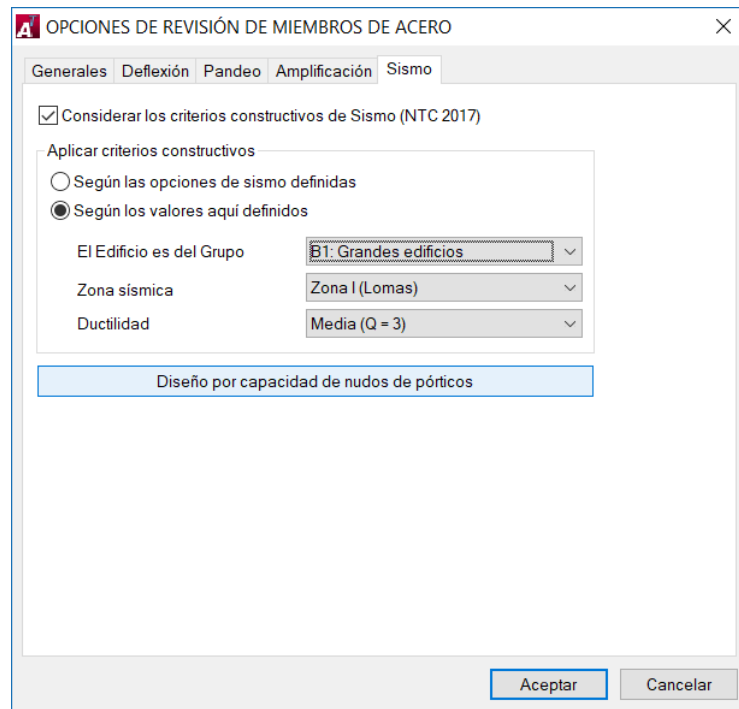
V_R cortante resistente de cálculo según capítulo 7

3.9.6 Secciones compuestas

En el capítulo 9 de la Norma se estudian las secciones compuestas de concreto y acero estructural (secciones mixtas en otros países). Esta basado en el capítulo I de la norma estadounidense AISC 360-10, que es la que usa el programa cuando se selecciona la normativa de México D.F.

3.9.7 Marcos dúctiles

La estructura debe analizarse contra el sismo de acuerdo con lo especificado en la Norma por Sismo. Así mismo se tendrán en cuenta los criterios de esta Norma para Acero en base a la ductilidad y el coeficiente de comportamiento sísmico, Q (ductilidad baja para $Q \leq 2$; media para $Q = 3$ o alta para $Q = 4$) definidos en su capítulo 12. En este sentido, **Tricalc** permite fijar, a los efectos de esta Norma, en la pestaña **Sismo** de las opciones de comprobación de miembros de acero, una ductilidad diferente de la utilizada para calcular la acción del sismo.



El programa cumple las siguientes directrices de la sección 12 de la Norma, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

3.9.7.1 Requisitos generales

3.9.7.1.1 Miembros en flexión ($P_u < 0.1 \cdot P_y$)

Su ancho no debe superar al de las columnas a las que se una, y su eje no debe separarse del eje de la columna más de 1/10 del ancho de la columna (hasta ¼ si se considera en el análisis, lo que en el programa equivale a activar la consideración de los ejes geométricos de los miembros). Estas condiciones se verifican en el programa en el chequeo de la geometría.

No debe fallar a cortante antes de que se formen las rótulas plásticas del mecanismo de colapso. Éstas se forman normalmente en los extremos de las vigas. Para ello, el cortante de diseño será no menor de:

$$V_p = V_u + 2 \cdot M_{pr} / L'$$

Siendo

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z \quad (12.1.1)$$

$$C_{pr} = (F_y + F_u) / (2 \cdot F_y) \leq 1.2 \quad (12.1.2)$$

L'	distancia entre rótulas plásticas. En el programa es la longitud del miembro
V_u	cortante de diseño en la posición de la rótula plástica
M_{pr}	momento plástico resistente, máximo probables en la articulación plástica
R_y	cociente entre el límite elástico (fluencia) esperado y el mínimo especificado. En el programa se adopta $R_y = 1.0$
Z	módulo resístete plástico de la sección de la rótula plástica
C_{pr}	factor de incremento de resistencia por endurecimiento por deformación

En el programa no se aplica en voladizos ni es secciones de inercia variable ni a miembros que no tengan una unión empotrada – empotrada.

3.9.7.1.2 Miembros flexocomprimidos

No debe fallar a cortante antes de que se formen las rótulas plásticas del mecanismo de colapso. Para ello deben resistir al menos un cortante

$$V_u = 2 \cdot M_{pr} / H$$

$$M_{pr} = Z_c \cdot (F_{yc} - f_a)$$

Siendo

f_a tensión debida al axil ($f_a = P_u / A$)

H altura de la columna

En el programa no se aplica en voladizos ni es secciones de inercia variable ni a miembros que no tengan una unión empotrada – empotrada.

3.9.7.1.3 Relaciones ancho / grueso

En miembros comprimidos para ductilidad alta, sus partes comprimidas tendrán $\lambda \leq \lambda_{da}$. En miembros comprimidos para ductilidad media, sus partes comprimidas tendrán $\lambda \leq \lambda_{dm}$. En ambos casos, véase la tabla 12.1.2.

Tabla 12.1.2 Valores máximos de λ para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión

	Elemento	λ	λ_{da} (ductilidad alta)	λ_{dm} (ductilidad media)
1	Alas secciones I Alas de 2L soldadas o separadas o L o T o U	b/t b/t_p	$0,30 \sqrt{E/F_y}$	$0,38 \sqrt{E/F_y}$
2	Alas pilas de secciones H	b/t b/t_p	$0,45 \sqrt{E/F_y}$	No aplicable
3	Almas de secciones en T	d/t	$0,30 \sqrt{E/F_y} (\alpha)$	$0,38 \sqrt{E/F_y}$
4	Tubos rectangulares Perfiles en cajón rectangulares	b/t	$0,55 \sqrt{E/F_y} (b)$	$0,64 \sqrt{E/F_y} (c)$
5	Alas de perfiles H en cajón (con placas laterales)	b/t		
6	Placas laterales de perfiles H en cajón	h/t		
7	Almas de secciones I o H de contravientos	h/t_a	$1,49 \sqrt{E/F_y}$	$1,49 \sqrt{E/F_y}$
8	Almas de secciones I o H de vigas o columnas (d)	h/t_a	(1)	(2)

9	Placas laterales secciones I en cajón de contravientos	h/t		
10	Almas de secciones en cajón de vigas o columnas	h/t		
11	Almas de pilas secciones H	h/t_a	$0,94 \sqrt{E/F_y}$	No aplicable
12	Tubos circulares	D/t	$0,038 \cdot E / F_y$	$0,038 \cdot E / F_y$ (e)
13	Tubos rectangulares rellenos de concreto	b/t	$1,40 \sqrt{E/F_y}$	$2,26 \sqrt{E/F_y}$
14	Tubos circulares rellenos de concreto	D/t	$0,076 \cdot E / F_y$	$0,15 \cdot E / F_y$ (e)

(1)

$$\frac{P_u}{F_R \cdot P_y} \leq 0,125 \rightarrow 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0,93 \cdot P_u}{F_R \cdot P_y} \right)$$

$$\frac{P_u}{F_R \cdot P_y} > 0,125 \rightarrow 0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2,93 - \frac{P_u}{F_R \cdot P_y} \right) \geq 1,49 \sqrt{E/F_y}$$

(2)

$$\frac{P_u}{F_R \cdot P_y} \leq 0,125 \rightarrow 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{2,75 \cdot P_u}{F_R \cdot P_y} \right)$$

$$\frac{P_u}{F_R \cdot P_y} > 0,125 \rightarrow 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2,33 - \frac{P_u}{F_R \cdot P_y} \right) \geq 1,49 \sqrt{E/F_y}$$

Nota (a) este límite puede aumentarse a $0,38 \sqrt{E/F_y}$ si el pandeo ocurre en el plano del alma o el axil se transfiere a la unión por la cara externa del ala.

Nota (b) para columnas de marcos rígidos, puede aumentarse a $0,60 \sqrt{E/F_y}$

Nota (c) para vigas o columnas puede aumentarse a $1,12 \sqrt{E/F_y}$

Nota (d) en marcos rígidos con $P_u / (F_R \cdot P_y) \leq 0,125 \rightarrow \lambda_{da} \leq 2,45 \cdot (E/F_y)^{0,5}$; $\lambda_{dm} \leq 3,76 \cdot (E/F_y)^{0,5}$

Nota (e) en vigas o columnas puede aumentarse a $0,07 \cdot E / F_y$

En general, restringe los valores de la tabla 3.2.1 más aún que para clasificar una sección con el tipo 1. En el programa, el incumplimiento de este requisito implica la asignación del error de excesiva delgadez (relación ancho / grueso) de la sección.

3.9.7.2 Conexiones viga – columna

3.9.7.2.1 Diseño por capacidad de nudos de marcos

En nudos de marcos de acero resistentes a flexión con sismo (salvo los de última planta), de ductilidad media o alta ($Q \geq 3$) debe garantizarse una resistencia mínima a flexión de las columnas. Es decir: en esos nudos debe cumplirse que

$$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pv}^* > 1,0$$

Siendo:

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \cdot (F_{yc} - P_{uc} / A_c)$$

$$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma 1,1 \cdot R_y \cdot F_{yv} \cdot Z_v$$

ΣM_{pc}^*	suma de los momentos resistentes de los pilares en el nudo
ΣM_{pv}^*	suma de los momentos resistentes de las vigas en el nudo de sentido contrario al de los pilares
A_c	área bruta de la sección de la columna
F_{yv}	límite elástico mínimo de las vigas
F_{yc}	límite elástico mínimo de las columnas
P_{uc}	resistencia a compresión requerida (axil existente) de la columna incluida la amplificación del sismo
R_y	relación entre el límite de cedencia esperado y el mínimo especificado (F_y). A falta de ensayos, su valor es función del tipo de acero, siendo igual a 1,1 en los aceros más comúnmente empleados
Z_v	módulo resistente plástico de la viga
Z_c	módulo resistente plástico de la columna

Es lo que en general se denomina “diseño por capacidad”. En el programa, este tipo de diseño es opcional, pudiéndose también modificar ese factor 1,0. En el listado de peritaje de los pilares se indica el momento mínimo que debe resistir el pilar en ambos extremos y ejes por causa de esta comprobación.

En la norma se indican algunas excepciones que eximen del cumplimiento de esta condición, pero el programa no las considera.

3.9.7.3 Marcos rígidos de acero

Las columnas de cualquier ductilidad de estructuras del grupo A, situadas en zonas II o III, deberán tener un axil de compresión $P_u \leq 0,3 \cdot A_t \cdot F_y$, para cualquier combinación sísmica.

3.10 Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería

Se recoge en este apartado la implementación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. En algunos aspectos no contemplados por estas Normas (cálculo de esfuerzos en dinteles y cargaderos o tratamientos de rozas y rebajes, por ejemplo), se utilizan los criterios de la norma europea EN 1996 (Eurocódigo 6).

Es su inciso 1.1, sobre el alcance de esta Norma, se indique que “Estas normas sólo permiten el diseño y construcción de estructuras nuevas de piezas artificiales a base de mampostería confinada o reforzada interiormente. Solo se acepta mampostería sin refuerzo en mampostería de piedra”. Por tanto, las fachadas y particiones realizadas con ladrillo o bloques no confinadas ni reforzadas interiormente deben ser capaces de sostenerse a sí mismas y de transmitir las acciones (viento, por ejemplo) a la estructura, pero no forman

parte del sistema estructural del edificio y, por tanto, no deben introducirse en el programa como parte de la estructura.

3.10.1 Materiales para mampostería

En el programa se utilizan los criterios de estas Normas para calcular y armar los muros resistentes que no son de concreto. Para que las premisas de las Normas se cumplan, las piezas de un muro deben ser todas de similar tamaño y estar dispuestas en hiladas aproximadamente horizontales y unidas mediante mortero.

Sólo los muros de ladrillo, Termoarcilla y bloques de concreto permiten colocar refuerzos horizontales (armaduras prefabricadas de tendel). Sólo los muros de Termoarcilla, ladrillo y de bloques de concreto huecos permiten colocar refuerzos verticales (armaduras prefabricadas o, salvo en la Termoarcilla, también redondos corrugados).

3.10.1.1 Piezas

Según las Normas, las piezas se clasifican en macizas y huecas. Las piezas macizas deben tener un área maciza no menor del 75% del área total en cualquier sección, y el espesor de las paredes debe ser no menor de 20 mm. Las piezas huecas deben tener un área maciza entre el 50% y el 75% del área total, el espesor de las paredes exteriores debe ser al menos 15 mm y el de las interiores 13 mm si hay menos de 5 celdas y 10 o 7 mm si hay más dependiendo de si son de concreto o arcilla.

Los huecos (celdas) deben disponerse perpendiculares a la cara de apoyo (huecos verticales).

Para mantener la compatibilidad de las bases de datos con las especificaciones de otras normas, en el programa las piezas se clasifican en macizas, semimacizas o perforadas, semihuecas o aligeradas, huecas y con huecos horizontales. Las piezas de Termoarcilla, por definición, son semihuecas. Los bloques de concreto, para poder tener armaduras verticales, deben ser semihuecos o huecos.

Las piezas se caracterizan por su resistencia a compresión respecto a su área bruta, f_p' . Si bien las Normas sólo contemplan esta resistencia en la dirección vertical, en el programa se puede definir una resistencia diferente en la dirección vertical y en la horizontal paralela al muro. A falta de otros datos, pueden considerarse ambas resistencias del mismo valor.

3.10.1.2 Mortero y concreto

El mortero o concreto para juntas y relleno de huecos se caracteriza por su resistencia a compresión, f_j' . Ésta, no será menor de 7.5 MPa si es para juntas, y no menor de 12.5 MPa si es para dinteles o rellenos.

Los morteros se clasifican como:

- Tipo I $\rightarrow f_j' \geq 12.5 \text{ MPa}$
- Tipo II $\rightarrow 7.5 \text{ MPa} \leq f_j' < 12.5 \text{ MPa}$

3.10.1.3 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo se caracteriza por su límite de fluencia, f_y y por su módulo de elasticidad E , de valor 200 GPa. En el caso de armaduras prefabricadas, también se puede definir un tipo de protección frente a la corrosión (aunque éste sea un dato no contemplado en las Normas).

3.10.2 Mampostería

3.10.2.1 Resistencia a compresión y a compresión diagonal

La fábrica se caracteriza por su resistencia a compresión respecto a su área bruta, f_m' y por su resistencia a compresión diagonal, v_m' . Si bien las Normas sólo contemplan la resistencia f_m' en la dirección vertical, en el programa se puede definir una resistencia diferente en la dirección vertical y en la horizontal paralela al muro. A falta de otros datos, pueden considerarse ambas resistencias del mismo valor.

Cuando se indica al programa que en función de la resistencia a compresión de la pieza y del mortero, proponga una resistencia a compresión de la fábrica, el programa utiliza los valores propuestos en las Normas en las tablas 2.8.2 y 2.8.3 que se reproducen a continuación.

Piezas de concreto

f_p' (MPa)	f_m' (MPa)	
	Mortero I	Mortero II
6 (huecas)	2.5	2.0
7.5 (huecas)	4.0	3.5
10	5.0	4.5
15	7.5	6.0
≥ 20	10	9.0

Piezas de arcilla

f_p' (MPa)	f_m' (MPa)	
	Mortero I	Mortero II
6	2	2
7.5	3	3
10	4	4
15	6	6
20	8	7
≥ 30	12	9

Respecto a la compresión diagonal, la Norma solo propone un valor $v_m' = 0.2$ MPa válido para edificios del tipo I (de pequeña entidad). En todo caso, la resistencia a compresión diagonal será no mayor (unidades en N y mm) de:

$$v_m' = 0.25 \cdot \sqrt{f_m'}$$

No obstante estos valores indicativos, el programa permite definir los valores que el usuario necesite, obtenidos por ejemplo a partir de ensayos.

3.10.2.2 Resistencia a aplastamiento

De acuerdo con el artículo 2.8.3 de las Normas, la resistencia al aplastamiento de la fábrica, que el programa utiliza al evaluar la resistencia a cargas concentradas y en el apoyo de los dinteles o cargaderos, puede tomarse como

$$0.6 \cdot f_m'$$

3.10.2.3 Módulo de elasticidad y de cortante

Para tabiques de bloques de concreto,

$$E_m = 800 \cdot f_m' \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E_m = 350 \cdot f_m' \text{ para cargas sostenida}$$

Para piezas de otros materiales

$$E_m = 600 \cdot f_m' \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E_m = 350 \cdot f_m' \text{ para cargas sostenidas}$$

El programa propone inicialmente (que el usuario puede modificar) el valor correspondiente a las cargas sostenidas.

De acuerdo con el inciso 2.8.6, el módulo de cortante es $G = 0.2 \cdot E_m$, por lo que $\nu = 1.5$, lo cual es físicamente imposible. En el programa se introduce el coeficiente de Poisson, cuyo valor por defecto es $\nu = 0.25$.

3.10.3 Especificaciones Generales de Análisis y Diseño

Las Normas recogen las siguientes tipologías de mampostería:

- **Muros diafragma.** Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales. Pueden ser de mampostería confinada, reforzada interiormente, no reforzada o de piedras naturales. El programa no contempla esta tipología.
- **Mampostería confinada.** Es la que está reforzada con castillos y dalas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos 5.1.1 a 5.1.4 de las Normas. En esta modalidad los castillos o porciones de ellos se cuelan un vez construido el muro o la parte de él que corresponda. El programa contempla parcialmente esta tipología, pero con dalas y castillos exteriores (vigas y columnas de concreto reforzado definidos dentro del muro).
- **Mampostería reforzada interiormente.** Es aquella con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos 6.1.1 a 6.1.9 de

las Normas. El programa contempla esta tipología para mampostería de ladrillo, Termoarcilla o bloques de concreto.

- **Mampostería no estructural.** Se considerarán como mampostería no estructural los muros no confinados ni reforzados que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento (exterior o interior), no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las categorías descritas anteriormente. Deben desconectarse de la estructura, porque no deben formar parte de ella. El programa no permite esta tipología.
- **Mampostería de piedra natural.** Esta sección se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido como de tercera, o sea, formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero. El programa contempla esta tipología.

Muchas de las comprobaciones de las Normas se realizan a nivel de sección completa de muro. Además, sólo se considera el cortante como fuerza horizontal paralela al muro. Sin embargo, el programa las realiza a nivel de nodo, y para todos los esfuerzos que proporciona el cálculo por elementos finitos tridimensional. Esto hace que algunas de las consideraciones de las Normas deban adaptarse y extrapolarse para su aplicación en el programa.

3.10.3.1 Factores de resistencia

Las normas establecen distintos factores de resistencia para diferentes situaciones y tipologías. Resumidamente son:

Situación	Tipología	F_R
Compresión axial	Muros confinados o armados interiormente	0.6
	Muros no confinados ni reforzados	0.3
Flexocompresión	$P_u \leq P_R / 3$ y Muros confinados o armados interiormente	0.8
	$P_u > P_R / 3$ y Muros confinados o armados interiormente	0.6
	Muros no confinados ni reforzados	0.3
Cortante	Muros diafragma, confinados o armados interiormente	0.7
	Muros no confinados ni reforzados	0.4

3.10.3.2 Hipótesis para la obtención de la resistencia de diseño a flexión

Para el cálculo de la resistencia a esfuerzos normales se utilizan los criterios de concreto reforzado además de:

- La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- Se cumple la hipótesis de Navier.
- Las tracciones las soporta el acero exclusivamente.
- La deformación unitaria en compresión de la mampostería será de 0.003.
- Salvo lo que se deduzca de ensayos, se asume una ley tensión – deformación de la mampostería de tipo lineal.
- Para poder tener en cuenta la armadura vertical, ésta no debe estar separada más de 6-t.
- En piezas huecas, aunque se rellene de hormigón o mortero algunas celdas, se utilizará f_m' (calculada como si no se rellena ningún hueco)

3.10.4 Análisis por cargas verticales

Las Normas indican que se asume que los forjados sólo transmiten cargas verticales centradas salvo las que por equilibrio no se puedan transmitir de otra forma (por ejemplo voladizos) o los momentos debidos a la excentricidad de entrega muro extremo – forjado. En ese último caso, la carga transmitida por el forjado será triangular de valor máximo en el borde del muro y valor nulo en el borde del forjado, lo que equivale a una excentricidad:

$$e_c = (t / 2) - (b / 3) \quad (3.2.1)$$

siendo

- b** es la entrega del forjado en el muro;
- t** espesor del muro;
- e_c** excentricidad medida desde el eje del muro.

3.10.4.1 Factor de reducción por excentricidad y esbeltez, F_E

Los efectos de excentricidad y esbeltez (pandeo) se pueden realizar teniendo en cuenta el factor F_E . De acuerdo con el apartado 3.2.2.3 de las Normas, puede tomarse:

$F_E = 0.7$ Si el muro es interior y la diferencia entre vanos no es mayor del 50%.

$F_E = 0.6$ Si el muro es extremo, o la diferencia entre vanos es mayor del 50% o las sobrecargas son mayores que las cargas permanentes.

Si no se cumple alguna de las siguientes condiciones:

- Los bordes inferior y superior del muro tienen restringido su desplazamiento perpendicular al muro (por forjados, dadas u otros elementos).
- La excentricidad cumple que $e_c \leq t / 6$ y no hay fuerzas perpendiculares al muro (viento)
- La altura libre del muro cumple $H \leq 20 \cdot t$.

entonces, F_E no será mayor de

$$F_E = \left(1 - \frac{2 \cdot e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{k \cdot H}{30 \cdot t}\right)^2\right] \quad (3.2.2)$$

siendo

- t** el espesor del muro
- e'** es la excentricidad de la carga más una excentricidad accidental de valor $t/24$
- k·H** es la altura efectiva (longitud de pandeo) del muro;
- H** altura libre o no restringida;

En caso de que el muro tenga restringidos sus bordes verticales mediante otros muros, contrafuertes o castillos, entonces el valor de F_E se calcula como:

$$F_E = \left(1 - \frac{2 \cdot e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{k \cdot H}{30 \cdot t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L}\right) + \frac{H}{L} \leq 0,9 \quad (3.2.3)$$

En el caso de muros de piedra natural (granito o arenisca, en el programa) de altura libre no mayor de $10 \cdot t$, el valor de F_E se establece en el apartado 8.3.2 de las Normas como:

$$\text{Si } H \leq 5 \cdot t \rightarrow F_E = 1 - 2 \cdot e' / t$$

$$\text{Si } 5 \cdot t < H \leq 10 \cdot t \rightarrow F_E = 0.8 \cdot (1 - 2 \cdot e' / t)$$

En el programa se utilizan estos criterios de las Normas, con las siguientes salvedades:

- Los muros se consideran siempre como extremo, por lo que inicialmente, $F_E = 0.6$.
- Se considera que los muros siempre tienen restringido su desplazamiento lateral en sus bordes superior e inferior.

En las propiedades del muro el usuario debe definir si se considera que sus bordes laterales están restringidos o no.

3.10.5 Detallado de Refuerzos

Las Normas establecen los siguientes criterios utilizados por el programa para la colocación de los armados de refuerzo.

El armado longitudinal (vertical) del muro tendrá un diámetro no mayor de 1/4 de la dimensión mínima de la celda.

El armado de tendeles (horizontal) será no menor de 3.5 mm ni mayor de 3/4 del espesor de la junta. **Tricalc** siempre asume juntas de 1 cm, por lo que $3.5 \text{ mm} \leq d_b \leq 7.5 \text{ mm}$.

La separación entre redondos será no menor de su diámetro ni de 25 mm. Esta prescripción no es tenida en cuenta en los armados prefabricados cuyos cordones están formados por dos redondos o pletinas.

El recubrimiento de mortero o concreto de relleno de la armadura longitudinal será no menor de 6 mm.

El recubrimiento de la armadura de tendeles será no menor de 10 mm ni de su diámetro.

En la Tabla 3.3.1, la Norma fija el número máximo de redondos en cada celda:

Espesor del muro en cm	Tipo de pieza	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 8
		9.5mm	12.7mm	15.9mm	19.1mm	25.4mm
10	Cualquiera	2	1	--	--	--
	Concreto	2	2	1	--	--
12	Arcilla	4	2	2	1	--
	Concreto	4	2	2	1	--
14	Concreto	4	4	2	2	1
	Concreto	4	4	2	2	1

Para los anclajes de los refuerzos, se remite a las Normas de Concreto, pero con las siguientes particularidades:

- Se permite el anclaje con doblez (patilla) de 90° con radio de doblado según las Normas de Concreto más una prolongación recta de $12 d_b$.
- La armadura de tendeles no se puede solapar: debe anclarse a pilares, castillos o celdas con armadura vertical. El anclaje se mide desde la cara del pilar, castillo o relleno de celda.
- Se permite el solape de la armadura longitudinal (vertical), pero no se solapará más del 50% de las barras de un castillo o muro en una misma sección. En el caso de celdas, en el primer piso, el traslape solo puede estar en el tercio central de altura, y nunca en la zona de articulación plástica por flexión.

3.10.5.1 Mampostería confinada

Es la que está reforzada con castillos y dalas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos 5.1.1 a 5.1.4 de las Normas. En esta modalidad los castillos o porciones de ellos se cuelan un vez construido el muro o la parte de él que corresponda. El programa contempla parcialmente esta tipología, pero con dalas y castillos exteriores (vigas y columnas de concreto reforzado definidos dentro del muro).

3.10.5.1.1 Castillos y dalas exteriores

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $1.5 \cdot H$ ni 4 m. Los pretilas o parapetos deberán tener

castillos con una separación no mayor que 4 m. Además, los castillos y dalas no serán más estrechos que el muro.

Si existen dos o más pilares de concreto reforzado en el interior del muro, el programa entenderá que se trata de un muro confinado. Si entonces no se cumplen las disposiciones anteriores en cuanto a posición y separación de esos pilares, el programa indicará, en el listado de Informe de muros de mampostería, que el muro está insuficientemente confinado.

Las normas también establecen condiciones para las dalas y para el concreto y los armados de estos castillos y dalas, que no son tenidos en cuenta por el programa. Los castillos y dalas exteriores se comprueban y arman en el programa con las Normas de Concreto, que son en general más restrictivas.

3.10.5.1.2 Espesor y esbeltez de los muros confinados

De acuerdo con el artículo 5.1.4 de las Normas, se cumplirá

$t \geq 100$ mm en edificios Tipo I; $t \geq 120$ mm en edificios Tipo II

$H / t \leq 25$

3.10.6 Resistencia a compresión y a flexocompresión

La resistencia a compresión y a flexocompresión en el plano del muro, con $F_R = 0.6$, se calcula como (unidades en N y mm):

$$P_R = F_R \cdot F_E \cdot (f_m' \cdot A_T + \sum A_s \cdot f_y) \quad (5.3.1)$$

Para muros reforzados interiormente el programa utiliza los criterios generales para muros armados.

En el caso de flexión sobre un eje perpendicular al muro, las Normas (al igual que el programa) remiten al caso general de muros armados.

3.10.7 Resistencia a cargas laterales

Según las Normas, los castillos y dalas no proporcionan resistencia adicional a cortante. Si lo hacen las armaduras horizontales de tendel.

La contribución de la mampostería a la resistencia a cortante es

$$V_{mR} = F_R \cdot (0.5 \cdot v_m' \cdot A_T + 0.3 \cdot P) \cdot f \leq 1.5 \cdot F_R \cdot v_m' \cdot A_T \cdot f \quad (5.4.2)$$

donde

$F_R = 0.7;$

P axil vertical, positivo en compresión. Se toma su valor mínimo y sin mayorar. Si es negativo (hay tracción), $V_{mR} = 0;$

$f = 1.5$ si $H/L \leq 0.2$

$= 1.0$ si $H/L \geq 1.0$

Interpolar linealmente para $0.2 < H/L < 1.0$

A_T área transversal, incluyendo los castillos.

En el programa, el axil P es el axil perpendicular y concomitante con el esfuerzo de cortante en estudio. En caso de que dicho axil sea de tensión (tracción), no se considera su efecto en la resistencia a cortante de la mampostería (pero no se considera $V_{mR} = 0$).

La contribución a la resistencia a cargas laterales de la armadura horizontal es

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

donde

$F_R = 0.7;$

η factor de eficacia de la armadura, de acuerdo con el inciso 5.4.3.4 de la Norma;

f_{yh} límite de fluencia de la armadura, que no se tomará mayor de 600 MPa;

p_h cuantía de la armadura horizontal.

Para poder considerar la contribución de la armadura deberá cumplirse:

- La separación entre refuerzos, s_h , será no menor de 4 hiladas ni de 450 mm.
- $p_h \geq 0.3 / f_{yh}$ (en N y mm).
- $p_h \cdot f_{yh} \leq 0.15 \cdot f_{an} \cdot f_m'$
- $0.3 \text{ MPa} \leq p_h \cdot f_{yh} \leq 0.05 \cdot h_j \cdot f_{yh} / s_h$

Siendo

h_j espesor de la junta horizontal (10 mm en el programa)

f_{an} área maciza / área bruta de la pieza (<1)

s_h separación vertical entre armaduras de tendel

En el programa se estudia también el cortante vertical, para el que se considera la armadura vertical (si existe) con criterios equivalentes.

3.10.8 Mampostería reforzada interiormente

Es aquella con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro.

3.10.8.1 Requisitos

Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos 6.1.1 a 6.1.9 de las Normas, que esencialmente son:

- La cuantía horizontal, $p_h = A_{sh} / (s_h \cdot t)$, y vertical, $p_v = A_{sv} / (s_v \cdot t)$, cumplirá (unidades en Kgf y cm^2)

$$p_h \cdot f_{yh} + p_v \cdot f_{yv} \geq 0,84 \text{ MPa} \quad (6.1.1)$$

$$p_h \cdot f_{yh} \geq 0.30 \text{ MPa}$$

$$p_v \cdot f_{yv} \geq 0.30 \text{ MPa}$$

A_{sh}, A_{sv} área de refuerzo horizontal y vertical, respectivamente. No se debe considerar en esta área la armadura de refuerzo en extremos de muro de la sección 6.1.2.2 de las Normas;

s_h, s_v separación vertical de la armadura horizontal y separación horizontal de la armadura vertical, respectivamente.

- La separación de la armadura vertical será no mayor de $6 \cdot t$ ni de 800 mm.
- La celda rellena de mortero o concreto tendrá una dimensión mínima de 5 cm y un área mínima de 30 cm^2 .
- El espesor del muro será $t \geq 100$ mm en edificios Tipo I; $t \geq 120$ mm en edificios Tipo II.
- La esbeltez del muro será $H / t \leq 25$.
- Deberá existir refuerzo en los extremos de muros como se establece en la sección "Refuerzo en los extremos de muros".

3.10.8.2 Refuerzo en los extremos de muros

3.10.8.2.1 Refuerzo horizontal

Existirá una dala horizontal en el borde superior, salvo que exista una viga de canto superior a 10 cm. La armadura longitudinal de esta dala estará formada por al menos cuatro barras y con una determinada cuantía longitudinal y transversal mínima. Este requisito no es comprobado por el programa (aunque si existe forjado en la coronación del muro, queda implícitamente cumplido).

3.10.8.2 Refuerzo vertical

Deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 (9.5 mm de diámetro) con $f_y = 412$ MPa, o refuerzo con $A_s \cdot f_y$ equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersecciones entre muros, a ambos lados de huecos de más de 600 mm de ancho o a cada 3 m.

En el programa, este armado será también no menor del calculado para resistir los esfuerzos del muro, aunque el aumento de celdas armadas por motivo de este apartado no se tiene en cuenta para evaluar la resistencia del muro.

3.10.8.3 Muros transversales no trabados

Cuando entre uniones de muros ortogonales no hay traba de piezas, deberán disponerse refuerzos de unión (cercos) que unan las barras verticales situadas en las celdas adyacentes de ambos muros, con área calculada como una de estas dos alternativas:

- 1.33 veces la resistencia de diseño a cortante del muro transversal (mampostería más armadura horizontal) dividida por su factor de resistencia.
- mediante la expresión (en Kgf y cm)

$$A_{st} = 2.5 \cdot (V_{mR} + V_{sR}) \cdot t \cdot s / (F_R \cdot L \cdot f_y) \quad (6.1.5)$$

F_R = 0.7;

A_{st} área de las ramas que conforman el dispositivo de unión;

t espesor del muro transversal;

L longitud del muro transversal;

s separación vertical entre cercos, no mayor de 30 cm.

El programa no tiene en cuenta este apartado. Las celdas con armadura vertical no prefabricada formada por dos o más barras cuentan con un armado transversal como el indicado en las Normas para los castillos exteriores (unidades en N y mm):

$$A_{sc} \geq 10\,000 \cdot s / (f_y \cdot h_c) \quad (5.1.2)$$

$$s \leq 1.5 \cdot t$$

$$s \leq 200 \text{ mm}$$

siendo h_c la dimensión de la celda paralela al muro.

3.10.8.4 Resistencia a compresión y a flexocompresión

La resistencia a compresión simple se calcula con $F_R = 0.6$ como: (unidades en N y mm):

$$P_R = F_R \cdot F_E \cdot (f_m' \cdot A_T + \Sigma A_s \cdot f_y) \leq 1.25 \cdot F_R \cdot F_E \cdot f_m' \cdot A_T \quad (6.3.1)$$

En el caso de flexión, las Normas (al igual que el programa) remiten al caso general de muros armados, con

$$F_R = 0.8 \quad P_u \leq P_R / 3$$

$$F_R = 0.6 \quad P_u > P_R / 3$$

3.10.8.5 Resistencia a cargas laterales

Según las Normas, los castillos y dadas no proporcionan resistencia adicional a cortante. Si lo hacen las armaduras horizontales de tendel.

La contribución de la mampostería a la resistencia a cortante es

$$V_{mR} = F_R \cdot (0.5 \cdot v_m' \cdot A_T + 0.3 \cdot P) \cdot f \leq 1.5 \cdot F_R \cdot v_m' \cdot A_T \cdot f \quad (5.4.2) = (6.4.2)$$

Donde

$$f = 1.5 \text{ si } H/L \leq 0.2 \quad (6.4.3.a)$$

$$f = 1.0 \text{ si } H/L \geq 1.0 \quad (6.4.3.b)$$

Interpolar linealmente para $0.2 < H/L < 1.0$

$F_R = 0.7;$

P axil vertical, positivo en compresión. Se toma su valor mínimo y sin mayorar. Si es negativo (hay tracción), $V_{mR} = 0$;

A_T área transversal, incluyendo los castillos.

En el programa, el axil **P** es el axil perpendicular y concomitante con el esfuerzo de cortante en estudio. En caso de que dicho axil sea de tracción, no se considera su efecto en la resistencia a cortante de la mampostería (pero no se considera $V_{mR} = 0$).

La contribución a la resistencia a cargas laterales de la armadura horizontal es

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T \quad (6.4.4)$$

donde

$F_R = 0.7;$

η factor de eficacia de la armadura, de acuerdo con el inciso 6.4.3.5 de la Norma;

f_{yh} límite de fluencia de la armadura, que no se tomará mayor de 600 MPa;

p_h cuantía de la armadura horizontal.

Para poder considerar la contribución de la armadura deberá cumplirse:

- La separación entre refuerzos, s_h , será no menor de 4 hiladas ni de 450 mm.
- $p_h \geq 0.3 / f_{yh}$ (en N y mm).
- $p_h \cdot f_{yh} \leq 0.15 \cdot f_{an} \cdot f_m'$
- $0.3 \text{ MPa} \leq p_h \cdot f_{yh} \leq 0.05 \cdot h_j \cdot f_{yh} / s_h$

Siendo

h_j espesor de la junta horizontal (10 mm en el programa)

f_{an} área maciza / área bruta de la pieza (<1). El área maciza será el área del muro descontando los huecos no rellenos de mortero o concreto.

En el programa se estudia también el cortante vertical, para el que se considera la armadura vertical (si existe) con criterios equivalentes.

3.10.9 Mampostería de piedras naturales

Esta sección se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido como de tercera, o sea, formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero. El programa contempla esta tipología en los muros definidos como de granito y arenisca.

La resistencia mínima a compresión de las piezas será $f_p' \geq 15 \text{ MPa}$ (vertical) y $f_p' \geq 10 \text{ MPa}$ (horizontal). Además, al menos el 70% del muro estará formado por piedras de no menos de 0.3 kN de peso.

El mortero será al menos de tipo II según el inciso 2.5.2, es decir: $7.5 \text{ MPa} \leq f_j' < 12.5 \text{ MPa}$.

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión, f_m' , y en cortante, v_m' , se tomarán como sigue:

$$F_R \cdot f_m' = 2 \text{ MPa}$$

$$F_R \cdot v_m' = 0.06 \text{ MPa}$$

3.10.9.1 Determinación de la resistencia

Se verificará que, en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente de diseño dada por la expresión

$$\text{Si } H \leq 5 \cdot t \quad \rightarrow P_R = F_R \cdot f_m' \cdot A_T \cdot (1 - 2 \cdot e / t)$$

$$\text{Si } 5 \cdot t < H \leq 10 \cdot t \quad \rightarrow P_R = 0.8 \cdot F_R \cdot f_m' \cdot A_T \cdot (1 - 2 \cdot e / t)$$

$$\text{Si } H > 10 \cdot t \quad \rightarrow \text{se debe usar el criterio general de 3.2.2.}$$

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente $F_R \cdot v_m'$.

3.11 Comisión Federal de Electricidad 2008. Diseño por Viento

3.11.1 Clasificación de las estructuras según su importancia

Se establecen los siguientes grupos de edificios:

Grupo	Descripción	Período de recurrencia
A	Grado de seguridad elevado. Su pérdida causaría muchas pérdidas humanas, económicas o culturales. Depósitos de mercancías peligrosas. Su funcionamiento es esencial aún después de huracanes.	200 años
B	Grado de seguridad moderado. Su pérdida causaría un riesgo bajo de pérdidas humanas o económicas. Edificios industriales, viviendas, oficinas.	50 años
C	Grado de seguridad bajo.	10 años

3.11.2 Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento

Se establecen los siguientes tipos:

Tipo 1	Poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Aquellas en las que su aspecto es $\lambda = \text{alto}/(\text{ancho mínimo}) \leq 5$ y cuyo período fundamental es $T \leq 1\text{s}$. Son construcciones normales, cerradas.
Tipo 2	Especialmente sensibles a ráfagas de corta duración. Aspecto elevado ($\lambda > 5$), y período de vibración largo ($T > 1\text{s}$). Torres en celosía atirantadas, chimeneas, anuncios.
Tipo 3	Además de las características del grupo 2, presentan oscilaciones importantes transversales a la dirección del viento por aparición de vórtices. Chimeneas, tuberías.
Tipo 4	Problemas aerodinámicos especiales. Antenas parabólicas, estructuras flexibles.

En función del tipo de edificio, se deben considerar los siguientes efectos del viento:

- Empujes medios (método estático). Para estructuras del tipo 1.
- Empujes dinámicos en la dirección del viento. Estructuras de tipo 2, 3 y 4.
- Vibraciones transversales a la dirección del viento. Para estructuras de tipo 3 y 4.
- Inestabilidad aerodinámica. Para estructuras de tipo 4.

En el programa sólo se implementa el método estático, válido para estructuras de tipo 1.

3.11.3 Presión actuante sobre una construcción determinada, p_z

Para obtener la presión ejercida por el viento sobre una construcción (o parte de ella), se deben realizar los siguientes pasos.

La presión actuante sobre una construcción determinada, p_z , en Kgf/m² viene dada por

$$p_z = C_p \cdot q_z$$

siendo

C_p el coeficiente de presión o succión a aplicar en cada caso, adimensional.

q_z la presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en Kgf/m²

3.11.4 Determinación de la velocidad básica de diseño, V_D

La velocidad de diseño, en Km/h, se calcula con la expresión

$$V_D = F_T \cdot F_{rz} \cdot V_R$$

donde

F_T factor topográfico, adimensional

F_{rz} factor de exposición y altura, adimensional

V_R velocidad de regional de ráfaga, en Km/h

3.11.5 Categorías de terrenos y clases de estructuras

Se establecen las siguientes categorías del terreno en función de la rugosidad.

Categoría 1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones
Categoría 2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones
Categoría 3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas
Categoría 4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas

3.11.6 Mapas de isotacas. Velocidad regional V_R

Para la definición de la velocidad regional de ráfaga, V_R , se establecen dos enfoques:

- Período de retorno fijo. Es un enfoque tradicional. En las Figuras 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 del Manual CFE se muestran los mapas de isotacas regionales correspondientes a los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, recomendados para el diseño por viento de estructuras de los Grupos A, B y C, respectivamente.
- Costo relativo aceptable de las consecuencias en caso de fallo. Mediante este enfoque, se adopta una Velocidad Óptima (V_{RO}), que es la máxima velocidad (km/h) para la que se minimiza el costo de la construcción más las reparaciones causadas por el viento. Se establece en base al factor adimensional

de importancia de las pérdidas (Q), cuyo valor se establece en 15 para las estructuras del Grupo A y en 5 para las estructuras del Grupo B. En las Figuras 4.2.4 y 4.2.5 del Manual CFE se muestran los mapas de isotacas regionales correspondientes a $Q = 15$ y $Q = 5$.

Como alternativa a los mapas, se incluyen tablas con los valores de esta velocidad para las ciudades más importantes de México y para ambos enfoques. Estas tablas están disponibles en el programa, como se indica más adelante.

3.11.7 Factor de exposición, F_{rz}

Se calcula con la siguiente expresión

$$F_{rz} = c \quad \text{si } z \leq 10$$

$$F_{rz} = c \cdot \left[\frac{z}{10} \right]^\alpha \quad \text{si } 10 < z < \delta$$

$$F_{rz} = c \cdot \left[\frac{\delta}{10} \right]^\alpha \quad \text{si } z \geq \delta$$

donde

- z** altura sobre el terreno en la que se desea obtener F_{rz} , en metros
- c** coeficiente de escala de rugosidad, adimensional
- δ** es la altura gradiente, a partir de la que la velocidad del viento no varía significativamente, en metros
- α** determina la forma con la que varía la velocidad del viento con la altura, adimensional

Estos coeficientes vienen dados por la tabla siguiente:

Categoría de terreno	α	δ (m)	c
1	0.099	245	1,137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0,881
4	0.170	455	0,815

Factor de topografía, F_T

A falta de datos más precisos, puede utilizarse la siguiente tabla

Sitios	Topografía	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0.9

Normales Terreno prácticamente plano, campo abierto, pendientes <5% 1.0

Expuestos Promontorios: Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas.

Terraplenes: Peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas

Para sitios expuestos, pueden utilizarse las siguientes expresiones:

$$H_t / (2 \cdot L_u) < 0,05 \quad \rightarrow F_T = 1,0$$

$$0,05 \leq H_t / (2 \cdot L_u) \leq 0,45 \quad \rightarrow F_T = 1 + H_t / [3,5 \cdot (z_t + L_1)] \cdot (1 - |X_t| / L_2)$$

$$H_t / (2 \cdot L_u) > 0,45:$$

$$\text{Dentro de zona S} \quad \rightarrow F_T = 1 + 0,71 \cdot (1 - |X_t| / L_2)$$

$$\text{Fuera de zona S} \quad \rightarrow F_T = 1 + H_t / [3,5 \cdot (z_t + L_1)] \cdot (1 - |X_t| / L_2)$$

La zona S (de separación de flujo) es desde la cresta a una distancia horizontal L_s a sotavento y de alto $H_t / 10$.

donde

H_t altura del promontorio o terraplén desde su base, en m;

L_u distancia horizontal entre la cresta y el punto a barlovento del promontorio o terraplén de altura $H_t / 2$

X_t distancia horizontal entre la estructura y la cresta (positiva si está a sotavento) en m

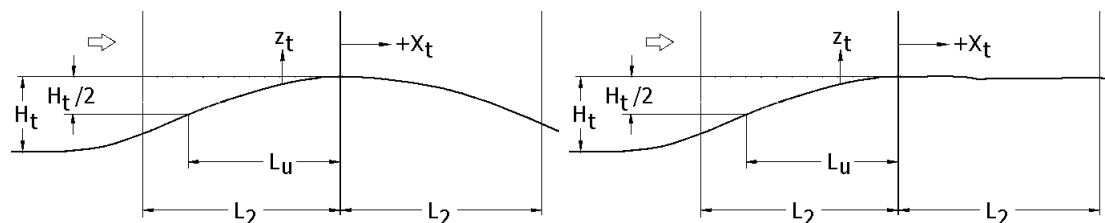
$$L_1 = \max \{0,36 \cdot L_u; 0,4 \cdot H_t\}$$

$$L_2 = 4 \cdot L_1 \text{ si la estructura está en la cara a barlovento del promontorio o terraplén}$$

$$= 10 \cdot L_1 \text{ si la estructura está en la cara a sotavento del promontorio}$$

$$L_s = H_t / 4$$

z_t altura de la edificación en m (total o promedio de la cubierta)



Presión dinámica de base, q_z

Se determina con la siguiente ecuación

$$q_z = 0.0048 \cdot G \cdot V_D^2$$

donde

G es el factor de corrección por temperatura y altura sobre el nivel del mar, adimensional

V_D es la velocidad de diseño, en Km/h

q_z la presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en Kg/m²

El valor de G se obtiene mediante la expresión

$$G = \frac{0.392 \cdot \Omega}{273 + \tau}$$

en donde

τ es la temperatura ambiental, en °C

Ω es la presión barométrica, en mm de Hg, que puede obtenerse, a partir de la altura sobre el nivel del mar en metros, mediante la siguiente tabla

Altitud (m)	Presión barométrica (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

En el programa se incluye una tabla con los datos de Velocidad de referencia, altitud sobre el nivel del mar y temperatura media anual para las ciudades más importantes de México.

En el programa es posible definir directamente el valor de q_z (Presión del Viento o presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en Kg/m²), mediante la caja de definición de cargas de viento

Carga de viento (Mayús+w)

Dirección	Vector:	Hipótesis:	Datos:
☒ 1	1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg+	3 W1 Viento	...
☒ 2	0,0000; 0,0000; 1,0000; Zg+	4 W2 Viento	...
☒ 3	-1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg-	25 W3 Viento	...
☒ 4	0,0000; 0,0000; -1,0000; Zg-	26 W4 Viento	...

Reparto:
☐ Continua
☒ Puntual

Superficie actuante:
☒ Fachada
☐ Estructura

Paneles:
☐ Guardar panel de viento

Nombre:

Separación (cm):

☒ Repartir sobre barras ficticias
☐ Repartir sobre tirantes

Viento en la dirección 1

Normativa:
Presión del Viento (Kg/m²):

☐ Reglamento del Distrito Federal
☒ Comisión Federal de Electricidad

Coeficiente de presión / succión (0.0 a 2.0):
Coeficiente de presión / succión interior (0.0 a 1.6):
Coeficiente de rozamiento (0 - 0.1):

☒ Propagar valores al resto de direcciones

También se puede indicar que lo calcule el programa mediante las expresiones antes indicadas, seleccionando la normativa **Comisión Federal de Electricidad** y pulsando el botón situado a su derecha, con lo que aparecerá la caja siguiente:

Comisión Federal De Electricidad

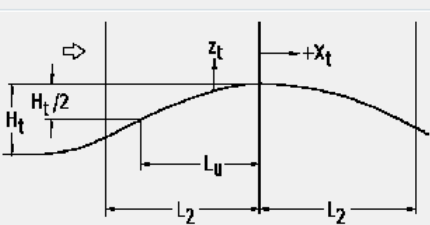
Zona Eólica:
Velocidad de Referencia, Vr (km/h):
Altitud sobre el nivel del mar (m):
Temperatura media anual (°C):

Altura a considerar (m):
Rugosidad del terreno:

Exposición (Topografía):

zt: Altura total de la construcción (m):
Xt: Distancia horizontal a la cresta (m):
Lu: Distancia horizontal a media ladera (m):
Ht: Altura total de promontorios (m):

Resultados:
Vd: Velocidad de diseño (km/h):
Ft: Factor de topografía:
Frz: Factor de exposición:
qz: Presión de diseño (Kg/m²):



Los valores de velocidad de referencia, altitud sobre el nivel del mar y temperatura media anual pueden obtenerse pulsando el botón **Valores Predeterminados...** en la que se selecciona la ciudad deseada y el período de recurrencia deseado. La tabla puede ordenarse por cualquiera de las columnas pulsando en el título de la columna.

Estado	Ciudad	V10	V50	V200	VQ5	VQ15	Altura s. Nivel del Mar	Temperatura Media Anual
Baja California	Cd. Constitución	105	137	164	155	177	30	21,6
Baja California	Ensenada	86	105	120	125	135	20	16,1
Baja California	La Paz	124	164	197	177	208	16	23,3
Baja California	Loreto	101	131	157	149	170	10	23,8
Baja California	Mexicali	83	101	116	121	131	4	23,1
Baja California	Puerto Cortés	110	140	170	160	180	10	19,9
Baja California	Tijuana	100	119	130	130	140	55	18,0
Campeche	Campeche	108	135	160	150	170	5	27,2

Velocidad regional del viento

☒ Período de retorno fijo ☐ Costo relativo aceptable

Grupo (Importancia de la construcción)

A: Seguridad Elevada (recurrencia 200 años)

Sí Cancelar

3.11.8 Análisis estático

3.11.8.1 Presiones y fuerzas debidas a la acción del viento sobre paramentos

Este es caso en el que en el programa se defina como superficie actuante la fachada.

Las fuerzas que se ejercen sobre los paramentos vienen dadas por la ecuación

$$F_e = p_z \cdot A_z$$

$$p_z = (p_e - p_i) \equiv p_n$$

donde

F_e es la fuerza perpendicular al paramento, en Kgf.

p_z es la presión de diseño a la altura Z, en Kgf/m²

p_e , p_i , p_n son las presiones exterior, interior y neta respectivamente, en Kgf/m²

A_z área del paramento, en m² a la altura Z

Se tienen las expresiones

$$p_e = C_{pe} \cdot K_A \cdot K_L \cdot q_z$$

$$p_i = C_{pi} \cdot q_z$$

donde

C_{pe} coeficiente de presión (o succión) exterior (entre -1.3 y 0.8)

C_{pi} coeficiente de presión (o succión) interior (entre -0.5 y 0.8)

K_A factor reductor de presión por tamaño del área (entre 0.8 y 1.0) En muros a barlovento o sotavento y cubiertas aisladas (marquesinas), es 1,0.

K_L factor de presión local (entre 1.0 y 3.0). Este factor se aplica para determinar las cargas solamente en los recubrimientos, en sus soportes y sujetadores, y será igual a la unidad cuando se calculen las cargas totales sobre la estructura principal.

En el programa se introducirá el valor de $C_p = C_{pe} \cdot K_A \cdot K_L$, que estará entre -2.0 y 1.0.

3.11.9 Fuerzas en miembros estructurales aislados

Este es caso en el que en el programa se defina como superficie actuante la estructura.

La fuerza en la dirección del viento se calcula con las ecuaciones

$$F_a = K_i \cdot K_{re} \cdot C_a \cdot b \cdot L_e \cdot q_z$$

O bien

$$F_x = K_i \cdot K_{re} \cdot C_{Fx} \cdot b_y \cdot q_z$$

$$F_y = K_i \cdot K_{re} \cdot C_{Fy} \cdot b_x \cdot q_z$$

donde

F_a	fuerza en la dirección del viento en N (o kgf)
F_x	fuerza en la dirección del viento por unidad de longitud del elemento, en N/ml (o Kgf/ml)
F_y	fuerza transversal a la dirección del viento por unidad de longitud del elemento, en N/ml (o Kgf/ml)
K_i	factor dependiente del ángulo θ formado por el eje del elemento y el viento $K_i = \text{sen}^2\theta_m$ para miembros de formas cilíndricas $K_i = \text{sen}\theta_m$ para miembros prismáticos con aristas agudas
K_{re}	factor de corrección por la relación de aspecto del elemento (largo / espesor). $K_{ra} \cong 1.0$
q_z	presión dinámica de base del viento, en N/m ² o Kgf/m ² , calculada para la altura z del punto medio del miembro.
A_z	área del elemento a la altura Z , proyectada perpendicularmente al viento, en m ²
C_a	coeficiente de arrastre.
C_{Fx}	coeficiente de fuerza
C_{Fy}	coeficiente de fuerza
L_e	longitud del elemento, en m
b	ancho de la superficie de barlovento, en metros

Del Apéndice 4A, se tiene:

Tabla A.4 Factor de corrección K_{re}

L_e / b	K_{re}
8	0,7
14	0,8

30 0,9

≥ 40 1,0

3.11.9.1 Secciones circulares

Secciones de diámetro **b**. Para el programa se consideran siempre lisas

$V_D \cdot b$ **C_a**

<4 1.2
m²/s

>10 0.
m²/s 5

3.11.9.2 Secciones rectangulares **b**·**d** con viento perpendicular al lado **b**

D/b **C_{Fx}** **C_{Fy}**

0.1 2.2

0.5 ± 1.2

0.65 3.0

1 2.2

1.5 ± 0.8

2 1.6

2.5 ± 0.6

4 1.3 ± 0.8

10 1.1

≥ 20 ± 1.0

3.11.9.3 Sección en L de lado mayor **b**

El lado menor se considera siempre **d = 0.5·b**

El ángulo θ es el formado por el viento con el eje Zp del perfil. C_{Fx} corresponde a la carga paralela al eje Zp.

θ **C_{Fx}** **C_{Fy}**

0°	+1.9	+0.95
45°	+1.8	+0.8
90°	+2.0	+1.7
135°	-1.8	-0.1
180°	-2.0	+0.1

3.11.9.4 Sección en forma de U de canto b

El ancho se considera siempre $d = 0.43 \cdot b$

El ángulo θ es el formado por el viento con el eje Zp del perfil. C_{Fx} corresponde a la carga paralela al eje Zp.

θ	C_{Fx}	C_{Fy}
0°	+2.05	0
45°	+1.85	+0.6
90°	0	+0.6
135°	-1.6	+0.4
180°	-1.8	0

3.11.9.5 Sección en forma de I de canto b y ancho d

El ángulo θ es el formado por el viento con el eje Zp del perfil. C_{Fx} corresponde a la carga paralela al eje Zp.

	$d = 0.48 \cdot b$		$d = 1.0 \cdot b$		$d = 1.6 \cdot b$	
θ	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}
0°	+2.05	0	+1.6	0	+1.4	0
45°	+1.95	+0.6	+1.5	+1.5	+1.2	+1.6
90°	0	+0.9	0	+1.9	0	+2.2

3.11.9.6 Sección en forma de T de ancho b

El canto se considera siempre $d = 1.1 \cdot b$

El ángulo θ es el formado por el viento con el eje Zp del perfil. C_{Fx} corresponde a la carga paralela al eje Zp.

θ	C_{Fx}	C_{Fy}
0°	+2.1 5	+1.6
45°	+0.9	-1.2
90°	0	-2.0
135°	-0.9	-1.2
180°	- 2.15	+1.6
225°	-2.4	+1.1
270°	0	+1.7
315°	+2.4	+1.1

3.12 Comisión Federal de Electricidad 2008. Diseño por Sismo

De entre los diversos métodos de análisis sísmico que proporciona esta norma, el programa implemente el denominado Análisis Modal Espectral, que se encuadra dentro de los métodos dinámicos.

La definición del espectro de respuesta de cálculo depende de numerosos factores, que se engloban dentro de los siguientes apartados:

- Factores dependientes de la ubicación. Véase el apartado **Ubicación de la estructura**.
- Factores dependientes del terreno. Véase el apartado **Tipo de terreno**.
- Factores dependientes de la propia estructura. Véase el apartado **Clasificación de las estructuras**.

3.12.1 Ubicación de la estructura

La intensidad sísmica viene dada por la aceleración máxima en roca, a_0^r , que en esta norma viene expresada en gals, es decir, cm/s^2 .

El territorio de la República Mexicana no se divide en varias zonas sísmicas, como en versiones anteriores de esta norma, sino que cada punto del territorio tiene asignada su propia intensidad sísmica, que además, es diferente según el grupo al que pertenece la estructura (véase el apartado **Clasificación de las estructuras**).

Para ello, en la norma, existen diferentes mapas para cada grupo de estructura (A+, A o B). También existe una aplicación informática de la Comisión Federal de Electricidad, denominada PRODISIS, que permite obtener esta aceleración máxima para las localidades más importantes de México y para una determinada Longitud y Latitud.

En **Tricalc** es posible seleccionar la situación de la estructura de entre una lista con las localidades más importantes de la república y obtener la aceleración máxima en roca para el grupo de edificio seleccionado. Para una determinada ubicación, las aceleraciones máximas en roca a utilizar para cada grupo de edificio cumplen que:

$$a_0^r(A+) \geq a_0^r(A) = 1,5 \cdot a_0^r(B) > 0,02 \cdot g = 19,6 \text{ cm/s}^2$$

A partir de esta aceleración máxima en roca, se define el **Factor de distancia F_d** , que mide la distancia relativa a las fuentes generadoras de temblores en función de la intensidad sísmica y viene dado por:

$$F_d = \alpha'_{0} / \alpha_{ref} \leq 1$$

Siendo $\alpha_{ref} = 400 \text{ cm/s}^2$.

3.12.1.1 Tipo de terreno

El terreno sobre el que se asienta la construcción se define como un firme rocoso sobre el que hay varios estratos de terreno más blando. Estos estratos se sustituyen por un único estrato de su misma profundidad total y con unas características equivalentes. Los parámetros a definir son:

γ_0	peso volumétrico del firme rocoso (kN/m^3 o kgf/m^3)
γ_s	peso volumétrico del terreno de relleno (kN/m^3 o kgf/m^3)
V_0	velocidad efectiva de propagación de las ondas de corte en el firme rocoso (m/s). El firme rocoso se supone alcanzado cuando se cumple que $V_0 \geq 720 \text{ m/s}$.
V_a	velocidad efectiva de propagación de las ondas de corte en el relleno (m/s)
H_s	profundidad a la que se encuentre el firme rocoso (m)

También hay que definir si el terreno es arcilloso (cohesivo) o si es blando y presenta un comportamiento degradante.

A partir de estos parámetros se define el **Período dominante del sitio T_s** , en segundos, definido por:

$$T_s = 4 \cdot H_s / V_s$$

3.12.1.2 Factores de comportamiento lineal del suelo

El **Factor de sitio F_s** , viene dado por la tabla siguiente:

p_s	f_{sd}								
		0,00	0,05	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	3,00
1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,625	1,00	1,08	1,23	1,12	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,250	1,00	1,18	1,98	1,60	1,40	1,12	1,00	1,00	1,00
0,125	1,00	1,20	2,64	2,01	1,69	1,32	1,00	1,00	1,00
0,000	1,00	1,22	4,51	3,17	2,38	1,75	1,19	1,00	1,00

El **Factor de respuesta F_r** , viene dado por la tabla siguiente:

p_s	T_s								
	0,00	0,05	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	3,00	

1,000	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
0,625	2,50	3,80	3,74	3,57	3,26	2,81	2,56	2,51
0,250	2,50	4,36	4,41	4,27	3,45	2,85	2,59	2,53
0,125	2,50	4,74	4,91	4,90	3,70	3,06	2,75	2,65
0,000	2,50	5,27	5,66	6,02	4,81	4,05	3,58	3,40

Siendo

$$f_{sd} = T_s \cdot F_d^{0,5}$$

$$p_s = (\gamma_s \cdot V_s) / (\gamma_0 \cdot V_0)$$

p_s contraste de impedancias entre el suelo y la roca

f_{sd} factor

T_s período dominante del sitio

F_d factor de distancia

3.12.1.3 Factores de comportamiento no lineal del suelo

El **Factor de no linealidad** F_{nl} , viene dado por las siguientes expresiones:

$$T_s \leq T_{ref} \rightarrow F_{nl} = 1 - (1 - F'_{nl}) \cdot T_s / T_{ref}$$

$$T_s > T_{ref} \rightarrow F_{nl} = F'_{nl}$$

El factor auxiliar F'_{nl} para suelos granulares viene dado por la siguiente tabla:

p_s	F_d							
	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00
1,000	1,00	0,97	0,93	0,90	0,86	0,83	0,75	0,71
0,625	1,00	0,95	0,91	0,89	0,85	0,82	0,71	0,68
0,250	1,00	0,93	0,87	0,82	0,77	0,73	0,63	0,56
0,125	1,00	0,92	0,84	0,75	0,67	0,64	0,58	0,53
0,000	1,00	0,90	0,78	0,66	0,58	0,54	0,53	0,50

Para suelos arcillosos (cohesivos), el factor auxiliar F'_{nl} viene dado por la tabla:

p_s	F_d							
	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00
1,000	1,00	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,79	0,75
0,625	1,00	0,97	0,94	0,93	0,90	0,88	0,81	0,79
0,250	1,00	0,96	0,93	0,91	0,87	0,85	0,77	0,74
0,125	1,00	0,93	0,85	0,76	0,70	0,67	0,61	0,56
0,000	1,00	0,82	0,63	0,46	0,36	0,32	0,31	0,28

El **Factor de velocidad F_v** , viene dado por las expresiones:

$$T_s \leq T_{ref} \rightarrow F_v = 1 - (1 - F'_v) \cdot T_s / T_{ref}$$

$$T_s > T_{ref} \rightarrow F_v = F'_v$$

El factor auxiliar F'_v para suelos granulares viene dado por la siguiente tabla:

p_s	F_d							
	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00
1,000	1,00	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95	0,95	0,95
0,625	1,00	0,98	0,97	0,93	0,90	0,89	0,89	0,89
0,250	1,00	0,97	0,93	0,86	0,81	0,79	0,79	0,79
0,125	1,00	0,97	0,92	0,85	0,80	0,78	0,78	0,78
0,000	1,00	0,97	0,92	0,85	0,80	0,78	0,78	0,78

Para suelos arcillosos (cohesivos), este factor auxiliar F'_v viene dado por la tabla:

p_s	F_d

	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00
1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,625	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
0,250	1,00	0,99	0,98	0,96	0,94	0,93	0,93	0,93
0,125	1,00	0,98	0,95	0,90	0,86	0,84	0,84	0,84
0,000	1,00	0,95	0,88	0,77	0,69	0,67	0,66	0,66

Siendo

T_{ref} = 1,5 s. Es un período de referencia

p_s contraste de impedancias entre el suelo y la roca

F_d factor de distancia

3.12.2 Clasificación de las estructuras

Según su destino, las estructuras se clasifican como

Grupo	Descripción
A+	Grado de seguridad extrema. Su pérdida causaría miles de pérdidas humanas, un grave daño ecológico, económico o social o cambiaría el rumbo del país. Grandes presas y centrales nucleares.
A	Grado de seguridad elevado. Su pérdida causaría muchas pérdidas humanas, económicas o culturales. Depósitos de mercancías peligrosas. Su funcionamiento es esencial tras un terremoto
B	Grado de seguridad moderado. Su pérdida causaría un riesgo bajo de pérdidas humanas o económicas. Edificios industriales, viviendas, oficinas.
C	Grado de seguridad bajo.

Según el tipo de estructura, las construcciones se clasifican como

Tipo	Descripción
1	Estructuras comunes de edificios, naves industriales típicas, salas de espectáculos. Poseen marcos (pórticos) continuos, diafragmas con muros o combinación de ambos sistemas
2	Péndulos invertidos (más del 50% de la masa está en el extremo y sólo hay un elemento o plano resistente paralelo al sismo) y apéndices
3	Muros de retención
4	Chimeneas, silos. La masa y rigidez se distribuyen uniformemente
5	Tanques, depósitos. Existen importantes fuerzas hidrodinámicas
6	Estructuras industriales. Grandes áreas libres de columnas
7	Puentes
8	Tuberías
9	Presas
10	Aisladores sísmicos y disipadores de energía
11	Torres de telecomunicación
12	Túneles
13	Cimentación

En el programa sólo se recogen las prescripciones específicas de los tipos 1, 3 y 6.

3.12.2.1 Factor de comportamiento sísmico, Q

El factor de comportamiento sísmico Q , viene dado por (solo se recogen los datos referentes a los tipos 1 y 6)

Q	Observaciones

4	Marcos de acero u hormigón que aguantan al menos el 50% del sismo. Existen muros de mampostería pero contribuyen en menos del 20%. La capacidad resistente de un entrepiso dividida por el sismo actuante en él, no será menor de un 35% de la media. Los marcos y muros cumplen los requisitos de marcos y muros dúctiles.
3	Existen muros de mampostería pero contribuyen en menos del 20%. Los marcos y muros cumplen los requisitos de marcos y muros dúctiles.
2	Losas planas con columnas de acero u hormigón; marcos de acero u hormigón; muros de hormigón o mampostería de piezas macizas reforzada
1.5	Muros de mampostería de piezas huecas, confinadas o con refuerzo interior.
1	Resto
1.5	Recipientes de hormigón armado

En el programa no se recogen las prescripciones especiales de estructuras de marcos y/o muros dúctiles, por lo que no se debería seleccionar una ductilidad mayor de 2, aunque el programa lo permite.

3.12.2.2 Factor Reductor por Ductilidad, Q'

En los cálculos, se utilizará el factor reductor Q' , calculado como:

$$T_e \leq T_b \Rightarrow Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \cdot \frac{T_e}{T_b}}$$

$$T_e > T_b \Rightarrow Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \cdot p}{k}}$$

$$P = k + (1 - k)(T_b / T_e)^2$$

Siendo

p	factor que varía el espectro en su rama descendente
T_e	período correspondiente al modo de vibración de la estructura en la dirección de análisis para el que se desea obtener Q'
T_b	límite superior de la meseta del espectro. Véase el apartado Espectros de diseño .
k	caída de la rama espectral descendente. Véase el apartado Espectros de diseño .
β	factor de amortiguamiento para amortiguamiento estructural distinto del 5%. Véase el apartado Espectros de diseño .

3.12.3 Espectros de diseño

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, g , se calculan según las siguientes expresiones:

$$0 \leq T_e < T_a \quad \rightarrow a = S_a(T_e) / g = a_0 + (\beta \cdot c - a_0) \cdot T_e / T_a$$

$$T_a \leq T_e < T_b \quad \rightarrow a = S_a(T_e) / g = \beta \cdot c$$

$$T_b \leq T_e < T_c \quad \rightarrow a = S_a(T_e) / g = \beta \cdot c \cdot (T_b / T_e)^r$$

$$T_c \leq T_e \quad \rightarrow a = S_a(T_e) / g = \beta \cdot c \cdot (T_b / T_c)^r \cdot [k + (1 - k) \cdot (T_c / T_e)^2] \cdot (T_c / T_e)^2$$

Siendo

$$a_0 = F_s \cdot F_{nl} \cdot a_0^r / 981,0 \geq a_0^r / 981,0$$

$$c = F_r \cdot a_0$$

$$T_a = 0,35 \cdot T'_s$$

$$T_b = 1,20 \cdot T'_s$$

$$T'_s = 4 \cdot H_s / v'_s = 4 \cdot H_s / (F_v \cdot v_s) = T_s / F_v$$

$$T_s \leq 1,65 \text{ s} \quad \rightarrow k = \min(1,50; 2 - T_s)$$

$$T_s > 1,65 \text{ s} \quad \rightarrow k = \max(0,35; \beta / F_r)$$

$$\beta = (0,05 / \zeta_e)^\lambda$$

$$T_e < T_c \quad \rightarrow \lambda = 0,45$$

$$T_e \geq T_c \quad \rightarrow \lambda = 0,45 \cdot T_c / T_e$$

a_0^r intensidad sísmica o aceleración máxima en roca (cm/s^2) ya ajustada para el grupo de edificio (A+, A o B). Véase el apartado **Ubicación de la estructura**.

a aceleración espectral normalizada con g (aceleración de la gravedad)

c aceleración espectral máxima o coeficiente de diseño

T_e período estructural de vibración (s)

T_a límite inferior de la meseta del espectro

T_b límite superior de la meseta del espectro

T_c = 2s si $T_b < 2s$

= T_b si $T_b \geq 2s$

r = T_s ; pero con $0,5 \leq r \leq 1,0$. En el caso del firme rocoso, $r = 0,5$

k caída de la rama espectral descendente

ζ_e amortiguamiento estructural o efectivo (%)

β factor de amortiguamiento para amortiguamiento estructural distinto del 5%.

Los valores de las variables anteriores provienen de la siguiente tabla

3.12.4 Estructuras Tipo 1: Estructuras de Edificios

3.12.4.1 Elección del Tipo de Análisis

Se permiten tres tipos de análisis:

- Análisis simplificado
- Análisis estático
- Análisis dinámico

En el programa sólo se implementa el análisis dinámico mediante superposición modal espectral.

3.12.4.2 Factor reductor por sobrerresistencia, R

Es un factor reductor a aplicar del lado de las acciones sísmicas, de valor

$$T_e \leq T_a \rightarrow R = R_0 + 0,5 \cdot [1 - (T_e / T_a)^{0,5}]$$

$$T_e > T_a \rightarrow R = R_0$$

Siendo

T_e período fundamental de vibración de la estructura en la dirección de análisis para el que se desea obtener R . Corresponde al modo de vibración para el que mayor masa participante haya.

T_a límite inferior de la meseta del espectro. Véase el apartado **Espectros de diseño**.

R_0 sobrerresistencia índice, dada por la siguiente tabla

R_0	Tipo estructural
2	Pórticos de hormigón y/o acero de $Q = 2$ o 3 Losas planas y pilares de hormigón o acero de $Q = 2$ Pórticos prefabricados de hormigón, pórticos arriostrados y/o muros de hormigón, de $Q = 2$ Muros de mampostería de piezas huecas armadas o confinadas Pórticos de madera
2,5	Pórticos dúctiles de hormigón y/o acero de $Q = 4$ Muros de hormigón de $Q = 3$ Muros de mampostería de piezas macizas confinadas Muros de madera
3	Estructuras mixtas dúctiles de $Q = 4$ como pórticos arriostrados con muros de hormigón

3.12.4.3 Factor por redundancia, ρ

Este factor, que puede ser reductor o amplificador de los efectos sísmicos, viene dado por la siguiente tabla:

ρ	Requisitos
0,80	Al menos dos pórticos o líneas de defensa de 1 solo vano en la dirección de estudio
1,00	Al menos dos pórticos o líneas de defensa de más de 1 vano en la dirección de estudio
1,25	Al menos tres pórticos o líneas de defensa de más de 2 vanos en la dirección de estudio

3.12.4.4 Factor de amplificación por comportamiento degradante, A_{cd}

Para estructuras ubicadas en suelos blandos, susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, las ordenadas del espectro de diseño se multiplicarán por el factor de amplificación por comportamiento degradante A_{cd} dado por:

$$A_{cd} = 0,8 + \frac{1}{2 + 5 \cdot \left| 2 \frac{T_e}{T_s} - 1 \right|^5}$$

Para el resto de casos, $A_{cd} = 1$.

Siendo

T_e período fundamental de vibración de la estructura en la dirección de análisis para el que se desea obtener R. Corresponde al modo de vibración para el que mayor masa participante haya.

T_s período dominante del sitio (del suelo). Véase el apartado **Tipo de terreno**.

3.12.4.5 Condiciones de Regularidad

Para que una estructura sea considerada como regular, se deben cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:

- Plantas simétricas respecto a dos ejes ortogonales en geometría, masas y rigideces.
- La altura es no mayor de 2.5 veces la menor dimensión en planta.
- La planta tendrá una relación ancho < 2.5·largo.
- La planta no tiene entrantes o salientes de más del 20%.
- Los forjados son suficientemente rígidos en su plano, y no poseen huecos de área o lado mayor del 20% del área o lado de la plante.
- La masa y área de un piso (salvo el último) no será mayor del 110% ni menor del 70% de la del piso inferior.
- Todos los pilares están atados en dos direcciones ortogonales.
- La rigidez y resistencia de cada planta (salvo la última) no supera en más del 50% la de la planta inferior.
- El centro de rigideces no se aleja en más del 10% del centro de masas.

Una estructura será fuertemente irregular si se cumple alguno de los siguientes requisitos:

- El centro de rigideces se aleja en más del 20% del centro de masas en algún piso.
- La rigidez y resistencia de alguna planta (salvo la última) supera en más del 100% la de la planta inferior.
- La rigidez y resistencia de alguna planta (salvo la última) supera en más del 50% la de la planta inferior y además, el centro de rigideces de alguna planta se aleja en más del 10% del centro de masas.

Si la estructura no es regular, se multiplicará Q' por el valor de α dado en la siguiente tabla:

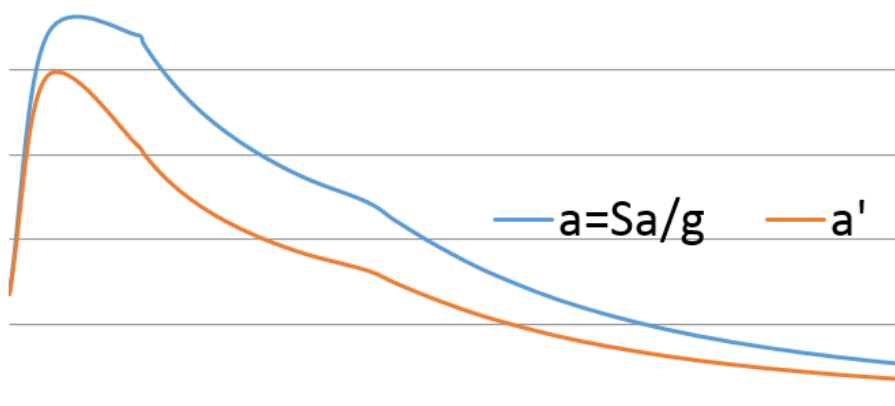
α	Tipo de irregularidad
0,9	No se cumple una de las condiciones de regularidad (salvo las 2 últimas)
0,8	No se cumplen varias condiciones de regularidad (salvo las 2 últimas) o no se cumple con la último o penúltima de ellas
0,7	Estructuras fuertemente irregulares

3.12.4.6 Espectro de respuesta reducido

El espectro de respuesta antes definido $a(T_e)$, se sustituye por

$$a' = a(T_e) \cdot A_{cd} / (Q \cdot R \cdot p)$$

El factor A_{cd} solo se aplica si el suelo es blando y susceptible de sufrir un comportamiento degradante.



Ejemplo de espectro de respuesta y espectro reducido

Para calcular efectos de 2º orden y estados límites de servicio, los desplazamientos se multiplicarán por $Q \cdot R \cdot p$.

3.12.4.7 Análisis Modal Espectral

Se establece un método de superposición modal espectral equivalente al de otras normativas, con algunas particularidades.

Deben considerarse todos los modos con período mayor o igual a 0.4s pero no menos de tres modos traslacionales por dirección. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. También debe alcanzarse el 90% de masa participante en cada dirección.

En el programa se puede definir cuantos modos utilizar (hasta un máximo de 30) o cuanta masa participante se desea movilizar (hasta un 100%).

La composición de los diferentes modos de vibración puede hacerse mediante SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) siempre que los modos se diferencien entre sí más del 10%. En caso contrario, se puede utilizar la ecuación cuadrática completa (CQC):

$$S = \sqrt{\sum_{n=1}^N \sum_{m=1}^N \rho_{nm} \cdot S_n \cdot S_m}$$

$$\rho_{nm} = \frac{8\sqrt{\zeta_n \cdot \zeta_m} \cdot (\zeta_n + \Omega_{nm} \cdot \zeta_m) \Omega_{nm}^{3/2}}{(1 - \Omega_{nm}^2)^2 + 4\zeta_n \cdot \zeta_m \cdot \Omega_{nm} \cdot (1 + \Omega_{nm}^2) + 4(\zeta_n^2 + \zeta_m^2) \Omega_{nm}^2}$$

donde

$$\Omega_{nm} = \omega_n / \omega_m$$

ω_n, ω_m es la frecuencia natural del modo n y m sin amortiguamiento

ζ_n, ζ_m es la fracción de amortiguamiento crítico asociada al modo n y m. Puede tomarse $\zeta_n = \zeta_m = 0.05$

En el programa siempre se utiliza el método CQC (combinación cuadrática completa).

3.12.4.7.1 Revisión por cortante basal

Si en la dirección considerada se cumple que $V/W < 0.8 \cdot \alpha \cdot A_{cd} / (Q' \cdot R \cdot \rho)$ se incrementarán las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales de forma que se iguale dicha relación. (V es el cortante basal; W es la masa del edificio). Esta condición implica que la fuerza cortante basal de diseño no puede ser menor que el 80% de la que arrojaría un análisis estático con el período fundamental del edificio.

3.12.4.7.2 Efectos especiales

Se deben considerar los momentos torsores, de volteo, efectos de 2º orden, etc. tal como se indica en el método estático. Esto implica lo siguiente.

Se consideran dos excentricidades accidentales:

$$e_n + 0.05 \cdot b_n$$

$$e_n - 0.05 \cdot b_n$$

siendo

e_n la distancia entre el centro de rigideces de la planta (C.R.) y el centro de masas (C.M.)

b_n es la dimensión del edificio en la dirección ortogonal al sismo

La consideración de estas excentricidades accidentales es opcional en el programa.

La excentricidad de una planta no será menor del 50% de la máxima excentricidad de los pisos inferiores. Esto no es comprobado por el programa.

La comprobación del **Momento de Volteo** no es realizada por el programa.

Los **Efectos de 2º orden** se analizarán mediante el efecto P-delta. No se podrán despreciar cuando

$$Q = \frac{d \cdot P}{V \cdot h} > 0.08$$

siendo

d el desplazamiento relativo de la planta

P la carga vertical sobre la planta

V el cortante horizontal de la planta

h la altura de la planta

Se podrá utilizar entonces un factor de amplificación de las acciones horizontales de valor

$$\Delta = \frac{1 - 0.2 \cdot Q}{1 - 1.2 \cdot Q}$$

En el programa es opcional el considerar este factor de amplificación en el cálculo de armado de barras, forjados reticulares, losas y muros resistentes. También opcionalmente se puede utilizar un cálculo en 2º orden geométrico, con lo que no sería necesaria esta simplificación.

Los **Efectos Combinados** de los movimientos horizontales y verticales del terreno se realizarán mediante la expresión:

$$S = (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2)^{0.5}$$

Sin embargo, el programa seguirá utilizando (de forma opcional) la "regla del 30%", tal como establecían anteriores versiones de esta norma.

En terrenos no blandos o situados a menos de 80 km de una falla activa, se considerará la componente vertical del sismo, igual a **f** veces la componente horizontal:

$$T_v \geq 0,05 \text{ s} \quad \rightarrow f = 1,4 \cdot (0,05 / T_v)^{2/3}$$

$$T_v < 0,05 \text{ s} \quad \rightarrow f = 1,4$$

Siendo **T_v** el período fundamental estimado de la estructura en la dirección vertical. En el programa es opcional el utilizar o no la componente vertical del sismo.

3.12.4.7.3 Revisión de Estados Límite

Para evitar daños a elementos no estructurales, el desplazamiento relativo de una planta será no mayor 0.002·h. Si las mamposterías se independizan de la estructura, el límite se amplía a 0.004·h. Estos desplazamientos se calculan a partir del espectro de respuesta reducido multiplicado por el factor

$$Q' \cdot R \cdot p / (A_{cd} \cdot F_{ser})$$

Donde Q', R y A_{cd} se calculan para el período fundamental de la estructura y F_{ser} = 5,5. Estos límites no son comprobados por el programa.

Para evitar el colapso de la estructura, el desplazamiento relativo de una planta será no mayor de lo indicado en la tabla siguiente. Los desplazamientos se calculan a partir del espectro reducido de diseño, multiplicándolos por:

$$Q \cdot R \cdot p$$

Donde R se calcula para el período fundamental de la estructura.

SISTEMA ESTRUCTURAL	Valor
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 o 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 o 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 o 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020

Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 o 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.004
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla o mampostería combinada y confinada.	0.003
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior o muros de mampostería confinada de bloques huecos de concreto	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

3.12.4.7.4 Interacción Suelo – Estructura

Se recomienda para terrenos de tipo II y III. Su consideración lleva a menores cargas, alargamiento de los períodos de vibración, aumento del amortiguamiento y aumento de los desplazamientos.

En general, sólo se debe considerar cuando

$$\frac{H_s \cdot T_e}{H_e \cdot T_s} < 2,5$$

siendo

H_s espesor de la estratigrafía

T_e el período fundamental de vibración del edificio supuesta con base rígida

T_s período dominante del sitio

H_e la altura efectiva de la edificación

Su no consideración está, en la inmensa mayoría de los casos, del lado de la seguridad, por lo que no es contemplado por el programa.

3.12.5 Estructuras Tipo 3: Muros de retención

El empuje de tierras durante un sismo se calcula de forma muy compleja en esta norma, por lo que no se implementa así en el programa. En su lugar, se mantiene, con las oportunas correcciones, el método utilizado por la norma anterior (de 1993).

Se establece un coeficiente sísmico de valor $\alpha = \alpha_0 \cdot 2$. Los empujes del terreno se multiplican entonces por $(1 + \alpha)$. El valor de α_0 se obtiene tal como se indica en el apartado **Espectros de diseño**.

El coeficiente sísmico así establecido es utilizado por el programa en la evaluación de los empujes horizontales del terreno en muros de sótano o contención, pantallas de contención y cargas de terreno de muros resistentes.

3.12.6 Estructuras Tipo 6: Estructuras Industriales

Se puede realizar un estudio dinámico que considere los modos de vibración vertical con un espectro igual a 0.75 veces el horizontal.

Se pueden estudiar las tres componentes por separado, o 100% de una componente horizontal + 30% de la componente ortogonal + 70% de la vertical (con los signos más desfavorables). En el programa es opcional el utilizar esta **regla del 30%**, si bien se considera la acción del sismo vertical de forma independiente.

Si en análisis aparecen cimentaciones traccionadas podrá no tenerse en cuenta esa tracción si la reacción global del edificio se compensa exclusivamente con las cimentaciones comprimidas. Esta comprobación no es realizada por el programa.

3.12.6.1 Análisis Modal Espectral

Las aceleraciones espectrales se multiplicarán por el factor reductor por amortiguamiento ξ siguiente:

Tipo de estructura	ξ
Acero remachado o atornillado; madera	0.8
Hormigón armado o pretensado	0.9
Acero soldado o con tornillos de alta resistencia	1.0

3.12.7 Opciones definibles en el programa

La caja de definición de las cargas sísmicas dinámicas presenta dos aspectos diferentes en función de la normativa (Reglamento del Distrito Federal o Comisión Federal de Electricidad) seleccionada en la propia caja.

Opciones de Sismo

Normativa

☐ Reglamento de México D.F. y Normas Técnicas Complementarias (2004)

☒ Comisión Federal de Electricidad (2008)

Aceptar

Cancelar

Tipo de edificio

Amortiguamiento respecto al crítico (%) 5,0

Q: Factor de comportamiento sísmico 2,0

Sobrerresistencia índice 2,00

Factor por redundancia 1,00

☐ Estructura de Marcos Dúctiles

☒ La estructura es regular

Factor reductor por irregularidad

El Edificio es del Grupo

B: Grado de seguridad moderado

Masas que intervienen en el sismo

☒ Utilizar los valores de la Norma

Fracción de las sobrecargas 0,50

Fracción de la carga de nieve 1,00

Fracción de las cargas móviles 1,00

Ubicación de la estructura

Zona sísmica

Tipo de terreno

Densidad aparente (t/m3) 1,67

Velocidad de propagación ondas de corte (m/s) 537,93

Profundidad hasta el firme rocoso (m) 78,00

☐ El terreno es arcilloso (cohesivo)

☐ El terreno es blando con comportamiento degradante

Firme rocoso

Aceleración sísmica de cálculo en roca (cm/s2) 97,09

Densidad aparente (t/m3) 2,00

Velocidad de propagación ondas de corte (m/s) 1375,00

Otros

Cota de la rasante 0 cm

☐ Considerar la acción sísmica vertical

Avanzadas...

En el apartado **Ubicación de la estructura** existe un botón >> que permite seleccionar una de las localidades predefinidas, de forma que, en función del **grupo** del edificio, se rellena automáticamente el dato de la **aceleración sísmica de cálculo en roca**.

Situación De La Construcción

Estado	Ciudad	a0r (B)	a0r (A)	a0r (A+)
Campeche	Cd. del Carmen	49,79	74,69	37,06
Chiapas	Comitán	174,00	261,00	309,06
Chiapas	San Cristóbal de las Casas	159,41	239,11	256,51
Chiapas	Tapachula	289,99	434,99	661,40
Chiapas	Tuxtla Gutiérrez	169,43	254,14	258,10
Chihuahua	Cd. Juárez	47,29	70,93	55,44
Chihuahua	Chihuahua	46,88	70,33	55,01
Chihuahua	Delicias	47,35	71,02	55,48

Grupo (Importancia de la construcción)

B: Grado de seguridad moderado

Sí

Cancelar

3.13 *Glosario y equivalencias entre términos técnicos y normativas de México D.F. y de España*

México D.F.	España
Acero torcido en frío	Acero estirado en frío
Ademe	Encofrado, apuntalamiento
Agregado	Árido
Agrietamiento	Fisuración
Ángulo de fricción interna del terreno	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Atiesador del alma	Rigidizador del alma
Cimentaciones desplantadas	Cimentaciones apoyadas
Claro (aplicado a barras)	Luz
Columnas	Pilares
Concreto	Hormigón
Concreto colado en el lugar	Hormigón vertido in situ
Concreto presforzado	Hormigón pretensado
Concreto reforzado	Hormigón armado
Concreto simple	Hormigón en masa
Contraventeado	Arriostrado
Cuerda (aplicado a una cercha)	Cordón
Deflexión	Flecha
Deflexión inmediata	Flecha instantánea
Esfuerzo de fluencia del acero, f_y	Límite elástico, f_{yk}
Esfuerzos de tensión	Esfuerzos de tracción

Estado límite de falla	Estado límite último
Factor de carga	Coeficiente de mayoración
Factor de resistencia, F_R	El inverso del coeficiente de minoración
Grúa viajera	Puente grúa
Longitud de desarrollo, L_d	Longitud de anclaje de las armaduras
Losas planas aligeradas, losas encasetonadas	Forjados reticulares
Marcos	Pórticos
Miembros	Barras: vigas, pilares y diagonales
Momento flexionante	Momento flector
Momento torsionante	Momento torsor
Muros / zapatas de colindancia	Muros / zapatas de medianería
Muros de retención	Muros de contención
Patín	Ala
Peralte	Canto
Peralte efectivo, d	Canto útil, d
Predio	Solar
Roldana	Arandela
Tensión	Tracción
Trabes	Vigas
Trabes armadas	Vigas de celosía
Traslape	Solape

Vigas diafragma	Vigas pared (vigas de gran canto)
Volteo	Vuelco

4 Argentina

4.1 Introducción

INTI-CIRSOC comenzó en 2005 una profunda revisión de la normativa de Argentina, que aún no ha concluido.

De esta forma, el programa **Tricalc** permite seleccionar dos conjuntos de normas para Argentina en la solapa **Normativa** de la función **Archivo>Preferencias**:

- INTI CIRSOC 201-2005, AISC 360-10 y AISI S100-07, para las normas más recientes
- INTI CIRSOC 1980/1991, para las normas anteriores. Con este conjunto de normas no es posible el cálculo de vigas mixtas.

De las normas más recientes (a partir de 2005), en la actualidad se han incorporado al programa en el primer conjunto antes mencionado:

- INTI CIRSOC 201-2005, para estructuras de hormigón armado, basada en la norma americana ACI 318-05.
- INTI CIRSOC 301-2005 e INTI CIRSOC 302-2005, basadas en normativa americana de acero laminado bastante antigua (AISC LRFD-1999), se han sustituido por la normativa americana más reciente, AISC 360-10, utilizada también para el cálculo de vigas mixtas. De forma similar, INTI CIRSOC 303-2009, basada en normativa americana de acero conformado en frío bastante antigua (AISI LRFD-2001), se ha sustituido por la normativa americana más reciente, AISI S100-07/A2-10. Véase el capítulo correspondiente a dichas normas en este manual.

4.2 Reglamentos de cargas

4.2.1 CIRSOC 102-1982. Acción del viento sobre las construcciones

Este reglamento se utiliza en ambos conjuntos de normas argentinas.

4.2.1.1 Viento sobre elementos superficiales (fachadas)

El reglamento establece las condiciones para aplicar la acción del viento según métodos estáticos o dinámicos. Así, se podrán utilizar métodos estáticos en edificios de oficinas o viviendas con período fundamental de vibración menor de un segundo y en las construcciones cerradas y techadas en general.

En edificios de altura mayor de cien metros o de período fundamental mayor de 2 segundos, deberán utilizarse métodos dinámicos.

Para edificios de menos de cien metros de altura y período fundamental de vibración comprendido entre 1 y 2 segundos, podrán utilizarse métodos estáticos pero mayorando la acción del viento por el coeficiente $F = \sqrt{h}/20 + 0,68 \geq 1,0$, siendo h la altura del edificio en metros.

En el programa se contempla únicamente el método estático, y el usuario deberá añadir a los coeficientes de mayoración de las hipótesis de viento (3, 4, 25 y 26) el coeficiente F antes mencionado cuando sea necesario.

Además de evaluar la componente perpendicular del viento (coeficiente de presión/succión) sobre el plano considerado, el programa permite considerar la componente tangencial (coeficiente de rozamiento) de la misma así como la acción del viento interior (Coeficiente de presión/succión interior) cuando la estructura está constituida por huecos de tamaño relevante.

4.2.1.2 Método de cálculo

La acción unitaria sobre cada una de las caras del edificio, a la cota z es en kN/m^2

$$w_z = C \cdot q_z$$

donde

- c** es el coeficiente de presión/succión (c_1, c_2) o de presión exterior/interior (c_e, c_i), cuyo valor está comprendido entre 0,0 y 0,8.
- q_z** es la presión dinámica de cálculo, en kN/m^2 , según la ecuación **¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo.**
- q_0** es la presión dinámica básica, en kN/m^2 , según la ecuación $q_0 = 0,000613 \cdot V_0^2$
- c_z** es un coeficiente que varía con la altura del punto a considerar (z) y la rugosidad del terreno. En edificios bajos puede tomarse un único valor, para la altura máxima del edificio.

Se calcula según la expresión:
$$c_z = \frac{\left[\ln \left(\frac{z}{z_{0,i}} \right) \right]^2}{\left[\ln \left(\frac{10}{z_{0,1}} \right) \right]^2} \cdot \left(\frac{z_{0,i}}{z_{0,1}} \right)^{0,1412}$$

- z** es la altura del punto considerado, en metros.
- $z_{0,i}$** es un parámetro que depende de la rugosidad **i** del terreno, en metros.
- $z_{0,1}$** es el parámetro $z_{0,i}$ para la rugosidad **I** del terreno. La rugosidad del terreno, y los valores $z_{0,i}$ se establece con la siguiente tabla:

Tipo	Descripción	$z_{0,i}$
I	Llanuras planas, con obstáculos de menos de 1,5 m de altura.	0,005
II	Zonas llanas, poco onduladas, con obstáculos dispersos con alturas entre 1,5 y 10 metros.	0,050
III	Zonas onduladas o forestales, zonas urbanas con una altura media de construcciones no mayor de 10 metros.	0,200
IV	Superficies con gran número de obstáculos, centro de zonas urbanas con edificación general de más de 25 metros de altura.	0,500

- c_d** es un coeficiente de reducción por dimensiones para edificios (anchura **a** mayor de 20 metros). Su valor se calcula con la siguiente tabla y debe cumplir $1,0 \geq c_z \geq 0,65$.

a/h	rug o- sid ad	h/Vo											
		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	≥6,0
0,0	I	0,99	0,92	0,87	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76	0,75
	II	0,97	0,90	0,85	0,82	0,79	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,71	0,70
	III	0,95	0,89	0,84	0,80	0,77	0,74	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,65
	IV	0,94	0,87	0,82	0,78	0,74	0,71	0,69	0,67	0,65	0,64	0,63	0,62
0,5	I	0,99	0,90	0,83	0,77	0,73	0,70	0,68	0,66	0,64	0,63	0,62	0,61
	II	0,96	0,88	0,80	0,74	0,69	0,66	0,63	0,61	0,59	0,57	0,55	0,54
	III	0,94	0,86	0,78	0,71	0,66	0,61	0,58	0,55	0,53			
	IV	0,93	0,84	0,75	0,68	0,63	0,58	0,55	0,52				
1,0	I	0,95	0,85	0,78	0,73	0,69	0,66	0,64					
	II	0,93	0,81	0,73	0,67	0,62	0,59						
	III	0,91	0,79	0,70	0,64	0,59							
	IV	0,88	0,77	0,68	0,61								
2,0	I	0,86	0,77	0,71	0,66	0,63	0,61						
	II	0,85	0,74	0,67	0,61								

a/h	rugosidad	h/V ₀											
		0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	≥6,0
	III	0,83	0,72	0,63									
	IV	0,82	0,68	0,59									
5,0	I	0,83	0,71	0,63	0,59								
	II	0,75	0,65	0,58									
	III	0,70	0,61	0,54									
	IV	0,67	0,65										

V₀ es la velocidad básica de diseño y se calcula con la expresión $V_0 = c_p \cdot \beta$

c_p es el coeficiente de velocidad probable, según la siguiente tabla, función del grupo al que pertenece el edificio a considerar.

Grupo	Descripción	c _p
1	Su colapso puede afectar a la seguridad o sanidad pública: hospitales, centrales eléctricas, bomberos, industrias peligrosas...	2,13
2	Viviendas, hoteles, oficinas, enseñanza, comercios e industrias con alta ocupación...	1,65
3	Edificios con bajo factor de ocupación: depósitos, silos, construcciones rurales...	1,45
4	Construcciones temporales, locales para exposiciones...	1,16

β es la velocidad de referencia, en m/s, función de la localización del edificio (tabla 1 o mapa de la figura 4 del Reglamento).

El programa utiliza la siguiente caja para introducir la carga del viento:

Carga de viento (Mayús+w)

Dirección:

	Vector:	Hipótesis:	Datos:
☒ 1	1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg+	3'w1 Viento	...
☒ 2	0,0000; 0,0000; 1,0000; Zg+	4'w2 Viento	...
☒ 3	-1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg-	25'w3 Viento	...
☒ 4	0,0000; 0,0000; -1,0000; Zg-	26'w4 Viento	...

Reparto:
☐ Continua
☒ Puntual

Superficie actuante:
☒ Fachada
☐ Estructura

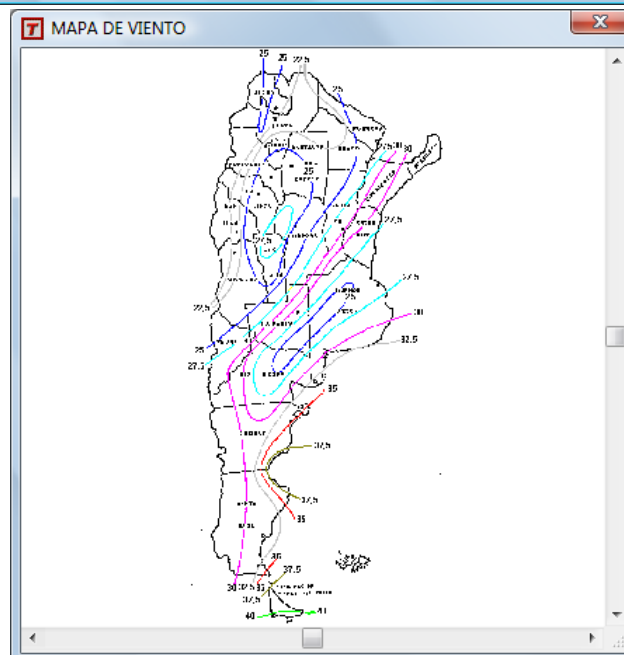
Paneles:
☒ Guardar panel de viento
 Nombre: PW1

Separación (cm): 50
☒ Repartir sobre elementos ficticios

Aceptar Cancelar Introducir >>

Viento en la dirección 1

Velocidad de referencia B (m/s): Mapa... 25,00 Aceptar
 Coeficiente de presión / succión (0.0 a 0.8): 0,80 Cancelar
 Altura a considerar (m): 15,00
 Altura total del edificio a considerar (m): 15,00
 Anchura máxima del edificio (m): 20,00
 Tipo de edificio: 2 Edificios con alta ocupación
 Rugosidad del terreno: II Poco ondulado
☐ Propagar valores al resto de direcciones



4.2.1.3 Viento sobre elementos lineales

Cuando el reparto de la carga de viento se establece en el programa en **Estructura**, las cargas del viento sobre elementos lineales (barras) de sección a , longitud l , y de sección constante, se calcula como se indica a continuación.

Se define la relación de dimensiones, λ , como $\lambda = l/a_\alpha$; donde a_α , es la dimensión de la sección perpendicular a la dirección del viento.

4.2.1.3.1 Barras con aristas vivas o poco redondeadas

Este procedimiento se utiliza a todas las formas de secciones salvo la circular.

El viento ejerce una fuerza que se puede descomponer en dos juegos de vectores ortogonales: F_x , F_y (siendo x la dirección del viento) o F_N , F_T (siendo N el eje principal Z_p del perfil). Cada una de esas cuatro fuerzas (en kN) responden a la expresión

$$F_I = c_I \cdot \delta \cdot q_z \cdot l \cdot a \equiv c'_I \cdot \delta \cdot q_z \cdot l \cdot a_\alpha$$

En el programa se utilizan las componentes N y T (ejes principales de la barra).

El valor de δ viene de la tabla siguiente:

λ	≤ 5	10	15	20	30	40	50	100	∞
δ	1,000	1,085	1,205	1,290	1,385	1,436	1,475	1,560	1,665

a es la dimensión de la sección

a_α es la dimensión de la sección perpendicular a la dirección del viento.

α es el ángulo del viento respecto a **+Zp** del perfil, de forma que **$\alpha = -90^\circ$** corresponde a viento paralelo a **+Yp**

T es la componente **Yp**.

N es la componente **Zp**.

SECCIÓN EN FORMA DE L DE LADOS IGUALES

α	c_T	c_N	a_α	c'_T	c'_N
0°	-1,29	+1,08	1,00	-1,29	+1,08
45°	-1,05	+1,05	1,41	-0,74	+0,74
90°	-1,08	+1,29	1,00	-1,08	+1,29
135°	-0,42	-1,02	1,41	-0,30	-0,72
180°	-0,12	-1,14	1,00	-0,12	-1,14
225°	+0,78	-0,78	1,41	+0,55	-0,55
270°	+1,14	+0,12	1,00	+1,14	+0,12
315°	-1,02	+0,42	1,41	-0,72	+0,30

SECCIÓN EN FORMA DE U

α	c_T	c_N	a_α	c'_T	c'_N
0°	0,00	+1,20	1,00	0,00	+1,20
45°	-0,36	+1,08	1,06	-0,34	+1,02

90°	-0,36	0,00	0,50	-0,72	0,00
135°	-0,24	-0,96	1,06	-0,23	-0,91
180°	0,00	-1,08	1,00	0,00	-1,08
225°	+0,24	-0,96	1,06	+0,23	-0,91
270°	+0,36	0,00	0,50	+0,72	0,00
315°	+0,36	+1,08	1,06	+0,34	+1,02

SECCIÓN EN FORMA DE T

α	c_T	c_N	a_α	c'_T	c'_N
0°	+0,81	+1,29	1,00	+0,81	+1,29
45°	-0,72	+0,42	1,06	-0,68	+0,40
90°	-1,20	0,00	1,00	-1,20	0,00
135°	-0,72	-0,42	1,06	-0,68	-0,40
180°	+0,81	-1,29	1,00	+0,81	-1,29
225°	+0,66	-1,35	1,06	+0,62	-1,27
270°	+0,96	0,00	1,00	+0,96	0,00
315°	+0,66	+1,35	1,06	+0,62	+1,27

SECCIÓN EN FORMA DE H

α	c_T	c_N	a_α/a	C'_T	c'_N
0°	0,00	+0,93	1,00	0,00	+0,93
45°	-0,84	+1,02	1,41	-0,59	+0,71
90°	-1,14	0,00	1,00	-1,14	0,00
135°	-0,84	-1,02	1,41	-0,59	-0,71

180°	0,00	-0,93	1,00	0,00	-0,93
225°	+0,84	-1,02	1,41	+0,59	-0,71
270°	+1,14	0,00	1,00	+1,14	0,00
315°	+0,84	+1,02	1,41	+0,59	+0,71

SECCIÓN CUADRADA

α	c_T	c_N	a_α	c'_T	c'_N
0°	0,00	+1,14	1,00	0,00	+1,14
45°	-0,90	+0,90	1,41	-0,64	+0,64
90°	-1,14	0,00	1,00	-1,14	0,00
135°	-0,90	-0,90	1,41	-0,64	-0,64
180°	0,00	-1,14	1,00	0,00	-1,14
225°	+0,90	-0,90	1,41	+0,64	-0,64
270°	+1,14	0,00	1,00	+1,14	0,00
315°	+0,90	+0,90	1,41	+0,64	+0,64

4.2.1.3.2 Barras de contorno circular (macizas o huecas)

La fuerza perpendicular a la barra de longitud l y diámetro d viene dada por (en metros y kN):

$$F = c \cdot \delta \cdot q_z \cdot l \cdot d$$

Si se define $k = 10 \cdot d \cdot \sqrt{q_z}$, el valor de c viene en la siguiente tabla

Flujo		c
Subcrítico	$k < 1,5$	0,74
Crítico	$1,5 \leq k < 3,0$	0,48
	$3,0 \leq k < 8,25$	0,56

	$k \geq 8,25$	0,6 4

El valor de δ viene de la tabla siguiente:

λ		≤ 5	10	15	20	30	40	50	100	∞
δ	Flujo subcrítico	1,000	1,103	1,152	1,200	1,265	1,330	1,410	1,590	1,620
	Flujo crítico	1,000	1,025	1,075	1,125	1,175	1,225	1,238	1,250	1,250

4.3 INPRES-CIRSOC 103-1991. Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes

Este reglamento se utiliza en ambos conjuntos de normas argentinas.

4.3.1 Parte I. Construcciones en general

4.3.1.1 Zonificación Sísmica

Argentina se divide según las siguientes zonas

Zona	Peligrosidad Sísmica
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

En las zonas 1 a 4, deberán aplicarse los criterios de este reglamento en todos los casos. En la zona 0, deberán aplicarse en construcciones peligrosas o vitales.

En todo edificio, independientemente de la zona, debe haber mecanismos de resistencia a fuerzas horizontales en dos direcciones ortogonales y a esfuerzos torsores. Además, deben cumplirse los requisitos de arriostramiento de cimentaciones.

En el programa es posible indicar, en el cálculo de armado de barras, si se desean o no considerar los criterios constructivos de este reglamento, independientemente de las opciones de sismo fijadas.

4.3.1.2 Agrupamiento de las construcciones según su destino y funciones

Existen los siguientes grupos:

Grupo	Descripción	Factor de riesgo γ_d
A ₀	Cumplen funciones esenciales. Su falla produciría daños catastróficos (Hospitales, bomberos, centros de emergencia, depósitos de materias peligrosas)	1,4
A	De interés para la producción y seguridad (Dependencias gubernativas, centros de enseñanza, locales de aglomeración)	1,3
B	Edificios normales, con pérdidas normales (Viviendas, comercios, industrias)	1,0
C	Daños menores (Establos, graneros pequeños)	

En construcciones del grupo C, no es necesario estudiar las acciones sísmicas, pero sí tener en cuenta las disposiciones constructivas.

4.3.1.3 Condiciones locales del suelo

Los suelos dinámicamente estables, se clasifican de acuerdo a la siguiente tabla

Suelo	Identificación
Tipo I	Rocas firmes y formaciones similares
Muy firmes y compactos	Suelos rígidos sobre roca firme con profundidad de manto mayor que 50 m (gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros de cohesión mayor de 0,2 MN/m ²)
Tipo II Intermedios	Suelos rígidos con profundidad de manto mayor que 50 m (gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros de cohesión mayor de 0,2 MN/m ²) Suelos de características intermedias con profundidad de manto mayor que 8 m (suelos granulados medianamente densos; suelos cohesivos de consistencia dura, entre 0,07 y 0,2 MN/m ²).
Tipo III Blandos	Suelos granulares poco densos; suelos cohesivos blandos o semiduros (cohesión menor que 0,05 MPa)

4.3.1.4 Acciones sísmicas y espectros de diseño

Los espectros para acciones sísmicas horizontales vienen dados mediante las siguientes expresiones

$$S_a = a_s + (f_A \cdot b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T < T_1$$

$$S_a = f_A \cdot b \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_2$$

$$S_a = \left[1 + (f_A - 1) \cdot \frac{T_2}{T} \right] \cdot b \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{para } T > T_2$$

siendo

- S_a** pseudoaceleración elástica expresada como fracción de g.
- a_s** la aceleración máxima del suelo, expresada como fracción de g.
- b** máxima pseudoaceleración de respuesta, expresada como fracción de g.
- T** período de vibración, en segundos
- ξ** Amortiguación, en tantos por ciento. Su valor viene dado por el tipo de construcción, de acuerdo con la siguiente tabla:

Tipo de construcción	ξ
Tuberías de acero	1%
Construcciones de acero	2%
Hormigón armado y pretensado	5%
Madera	
Mampostería	
Acero con elementos que aumenten ξ	

- f_A** factor de amplificación por amortiguación, según la expresión

$$f_A = \sqrt{\frac{5}{\xi}} \quad \text{para } 0,5\% \leq \xi \leq 5\%$$

Los valores restantes, vienen indicados en la siguiente tabla:

Zona sísmica	Suelo	a _s	b	T ₁	T ₂	f _v
4	Tipo I	0,35	1,05	0,20	0,35	0,6
	Tipo II			0,30	0,60	
	Tipo III			0,40	1,00	
3	Tipo I	0,25	0,75	0,20	0,35	0,6

	Tipo II			0,30	0,60	
	Tipo III			0,40	1,00	
2	Tipo I	0,16	0,48	0,20	0,50	0,5
	Tipo II	0,17	0,51	0,30	0,70	
	Tipo III	0,18	0,54	0,40	1,10	
1	Tipo I	0,08	0,24	0,20	0,60	0,4
	Tipo II	0,09	0,27	0,30	0,80	
	Tipo III	0,10	0,30	0,40	1,20	
0	Tipo I	0,04	0,12	0,10	1,20	0,4
	Tipo II				1,40	
	Tipo III				1,60	

Para las acciones sísmicas verticales, basta aplicar el factor f_v de la tabla anterior.

Para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño, al valor de S_a se le multiplicará por el factor de riesgo γ_d y se le dividirá por R , que es un factor reductor función de la capacidad de disipación de energía, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$R = 1 + (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T < T_1$$

$$R = \mu \quad \text{para } T \geq T_1$$

siendo μ el valor de la ductilidad global de la estructura, de acuerdo con la siguiente tabla (si el edificio no es regular en altura, deberán escogerse valores de ductilidad menores):

$\mu = 6$	Pórticos de acero dúctil Muros sismorresistentes acoplados de H.A. especialmente dúctiles
$\mu = 5$	Pórticos de H.A. Sismorresistente con o sin rigidización de mampostería Pórticos y Muros sismorresistentes de H.A., donde los pórticos absorben el 30% del sismo
$\mu = 4$	Pórticos de acero convencional Muros sismorresistentes de H.A. asociados con vigas
$\mu = 3,5$	Pórticos y Muros de H.A. Muros de mampostería armada y encadenada de ladrillo macizo
$\mu = 3$	Muros de mampostería encadenada de ladrillo macizo

	Estructuras tipo péndulo invertido de diseño especial
$\mu = 2$	Muros de mampostería encadenada de ladrillos huecos o bloques Estructuras tipo péndulo invertido normales Estructuras colgantes Columnas de H.A. sin vinculaciones entre ellas
$\mu = 1$	Resto

En el programa no es posible seleccionar una ductilidad mayor de 5. La caja de definición de la acción sísmica es la siguiente

4.3.1.4.1 Cargas gravitatorias a considerar para la determinación de las acciones sísmicas

La carga a tener en cuenta en la evaluación de la acción sísmica y de los esfuerzos producidos por las combinaciones en que interviene el sismo es: la carga permanente y una fracción de las sobrecargas de servicio. $W_k = G_k + \eta \cdot L_k$.

El valor del factor de simultaneidad y presencia, η , de las sobrecargas de servicio es:

Condiciones	η
Azoteas, techos y cubiertas inaccesibles salvo mantenimiento	0
Viviendas, oficinas, hoteles	0,25
Locales de aglomeración: escuelas, templos, cines, edificios públicos	0,50
Sobrecargas de hielo y nieve (ver CIRSOC 104)	0,50
Almacenes, aparcamientos, archivos	0,75

Depósitos, silos	1,00
Voladizos, balcones	1,00

En el programa se puede definir este coeficiente para las diferentes hipótesis de carga, mediante la función **Cargas>Opciones**.

4.3.1.4.2 Estados de carga

Además de las combinaciones de carga establecidas en otros reglamentos, se deben considerar las siguientes combinaciones:

$$1,30 \cdot E_w \pm E_s$$

$$0,85 \cdot E_w \pm E_s$$

siendo

E_w Cargas gravitatorias de diseño: $G_k + \eta \cdot L_k$

E_s Acciones sísmicas de diseño

No es necesario considerar de forma simultánea el viento con el sismo.

En el programa se realizan estas combinaciones, siendo opcional el simultanear la acción del sismo con el viento, la nieve, la temperatura, las cargas móviles y/o las sobrecargas gravitatorias mediante el coeficiente η . También es posible modificar los factores 1,30 y 0,85 mediante la función **Cargas>Opciones**.

4.3.1.5 Directivas y criterios generales para análisis y diseño

Las estructuras se analizarán considerando las acciones sísmicas horizontales actuando de forma independiente en dos direcciones ortogonales y, cuando sea significativo, bajo la acción sísmica vertical. Se debe procurar que la estructura sea regular, en planta, altura, masas, ductilidades y rigideces; evitándose en lo posible **pisos flexibles** y **columnas cortas**.

En edificios regulares en planta y altura, las dos direcciones horizontales se pueden considerar totalmente independientes. En caso contrario, se debe aplicar la **regla del 30%**.

Si existe eje de simetría, una de las direcciones de sismo debe coincidir con él. En caso contrario, hay dos alternativas:

- Fijar dos direcciones arbitrarias ortogonales y mayorar las acciones sísmicas un 15%.
- Considerar la envolvente de dos juegos de direcciones ortogonales giradas 45° entre sí.
- Cuando sea significativo, se debe tener en cuenta la rotación y el sismo vertical.
- Las losas de pisos con suficiente rigidez se considerarán diafragmas indeformables. Deben soportar los esfuerzos en su plano originados.

En el programa son opcionales todos estos criterios adoptados por el Reglamento: es posible indicar si se desea o no considerar la masa rotacional, el sismo vertical, la denominada **regla del 30%**, si se desea aplicar un coeficiente de mayoración de las hipótesis sísmicas o considerar o no la indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano. La única alternativa no contemplada por el programa es estudiar la envolvente de dos juegos de direcciones ortogonales giradas 45° entre sí.

4.3.1.5.1 Efectos de segundo orden

El reglamento establece que se deben considerar los efectos de segundo orden mediante el efecto **P-Delta** cuando modifiquen en más de un 10% las solicitaciones y deformaciones de la estructura supuesta indeformable, o cuando se cumpla que

$$\frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \geq 0,80$$

donde

Δ_k es la diferencia de desplazamiento horizontal entre los niveles k y $k-1$.

V_k es el cortante total en el nivel k .

h_k es la diferencia de cotas del nivel k y el $k-1$.

P_k es la carga gravitatoria total del nivel k más la de los superiores.

Como simplificación, los efectos de 2º orden pueden realizarse aplicando a los esfuerzos y deformaciones sísmicas el siguiente coeficiente de amplificación:

$$\psi = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \right)_{\text{máx}}}$$

Por tanto, para contemplar este efecto en el programa, basta considerar este coeficiente de mayoración adicional en las hipótesis de sismo horizontal (hipótesis 5, 6, 7 y 8).

4.3.1.6 Métodos de análisis: Análisis Modal Espectral

El Reglamento INPRES-CIRSOC 103 establece los siguientes posibles métodos de análisis sísmico:

■ **Procedimientos con fuerzas estáticas equivalentes**

- Método estático
- Procedimientos aproximados

■ **Métodos dinámicos**

- Análisis Modal Espectral
- Superposición Modal paso a paso
- Integración directa paso a paso en el dominio del tiempo

Se establece como método preferente en análisis modal espectral, que es el implementado por el programa. Este método no es válido cuando existen posibilidades de concentración de deformaciones anelásticas en sólo algunas zonas de la estructura. Es posible también definir sismo estático, si bien no se calculará de forma automática pudiendo introducirse fuerzas y momentos en las hipótesis de sismo.

Como se indicó al definir el espectro de respuesta, la ordenada espectral viene dada por la expresión

$$S_a \cdot \frac{\gamma_d}{R}$$

donde

γ_d es el factor de riesgo.

R es el coeficiente de reducción función de la capacidad de disipación de energía.

Se deben considerar todos los modos cuya contribución a los efectos totales superen e 5% de la contribución correspondiente del modo fundamental y al menos 3 modos (salvo si hay menos grados de libertad). En el programa se puede establecer el número de modos a considerar o hasta qué tanto por ciento de masa participante.

Para la superposición modal, el Reglamento establece el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados), aunque modificándolo de forma que se suman previamente (en valor absoluto) los modos cuyo período disten que difieran menos del 10% entre sí. En el programa se utiliza el método CQC (combinación cuadrática completa) dado que contempla mejor el caso de modos de vibración cuyos períodos disten menos del 10%. En el caso de períodos bien separados, ambos métodos (SRSS y CQC) son totalmente equivalentes.

4.3.1.7 Simetrías y excentricidades accidentales

De acuerdo con el Reglamento, si no se consideran los modos de vibración rotacionales, se deben considerar dos excentricidades accidentales de acuerdo con los siguientes criterios (C.M. es el centro de masas y C.R. el centro de rigideces de cada planta).

La excentricidad es la distancia entre el punto de aplicación de la acción sísmica y el centro de masas, considerando positivo el sentido del C.R. al C.M.

Si la excentricidad geométrica (la distancia entre C.R. y C.M. dividida entre la dimensión de la planta ortogonal a la dirección de sismo considerada) no supera el 5% en ninguna de las direcciones, las excentricidades a considerar son:

$$0,5 \cdot e + 0,10 \cdot L$$

$$-0,10 \cdot L$$

En caso contrario, las excentricidades a considerar son:

$$0,5 \cdot e + 0,07 \cdot L$$

$$-0,07 \cdot L \leq -e$$

siendo, en ambos casos

e distancia, perpendicular al sismo, entre el C.R. y el C.M.

L máxima dimensión horizontal de la planta medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

En el programa, las hipótesis 5 y 7 almacenan respectivamente las dos excentricidades en la dirección X, y las hipótesis 6 y 8, las dos excentricidades en la dirección Z. De acuerdo con el Reglamento, el programa no permite activar de forma simultánea la consideración de excentricidades accidentales y la consideración de la masa rotacional.

4.3.1.8 Suelos y cimentaciones

Las comprobaciones de este apartado se realizan siempre que estén activas las cargas sísmicas.

Todas las cimentaciones deben estar arriostradas mediante vigas o losas de cimentación. Las vigas riostras deben resistir un esfuerzo de tracción o compresión dado por las expresiones

■ Zona Sísmica 0

$$N \geq 0,07 \cdot N^*$$

■ Zona Sísmica 1 a 4

$$N \geq \gamma_t \cdot C \cdot N^*$$

$$N \geq \text{tg } \phi^* \cdot N^*$$

donde

γ_t Coeficiente dado por la tabla siguiente

Suelo tipo	I	II	III
γ_t	1,0	1,1	1,3

C coeficiente sísmico de diseño dado por $C = \frac{S_a \cdot \gamma_d}{R}$

γ_d factor de riesgo

R factor de reducción por disipación de energía

S_a pseudoaceleración elástica correspondiente al período fundamental de vibración

N^* Máximo axil vertical del pilar menos cargado de los dos que se interconectan.

ϕ^* ángulo de rozamiento entre base y suelo. En el programa, el valor de $\text{tg}\phi^*$ es el coeficiente de rozamiento de las opciones de comprobación a deslizamiento de las zapatas.

En zonas sísmicas 3 y 4 con suelos tipo II son necesarias losas de cimentación o riostras ortogonales más riostras en diagonal.

Las dimensiones y armaduras mínimas de las vigas riostras, son las indicadas en la siguiente tabla (dado que en el programa el estribado es constante en toda la longitud de la riostra, se utiliza la condición más desfavorable)

Zona sísmica	Suelo	Sección	Armadura longitudinal	Estribos
0	Tipo I			
	Tipos II y III	20 x 20	4 Ø 10	Ø 6/20
1 y 2	Tipo I	20 x 20	4 Ø 10	Ø 4,2/6
	Tipos II y III	20 x 20	4 Ø 12	Ø 6/7,5
3 y 4	Tipo I	20 x 20	4 Ø 12	Ø 6/7,5
	Tipos II y III	25 x 25	4 Ø 14	Ø 6/7,5

Si no es posible introducir riostras (por ejemplo en naves industriales) deberá introducirse un desplazamiento horizontal impuesto del orden de 2 cm o 1/650 de la distancia entre apoyos. El usuario deberá introducir este desplazamiento con el programa cuando sea necesario mediante el menú **Cargas**.

4.3.2 Parte II. Construcciones de hormigón armado y hormigón pretensado

4.3.2.1 Generalidades

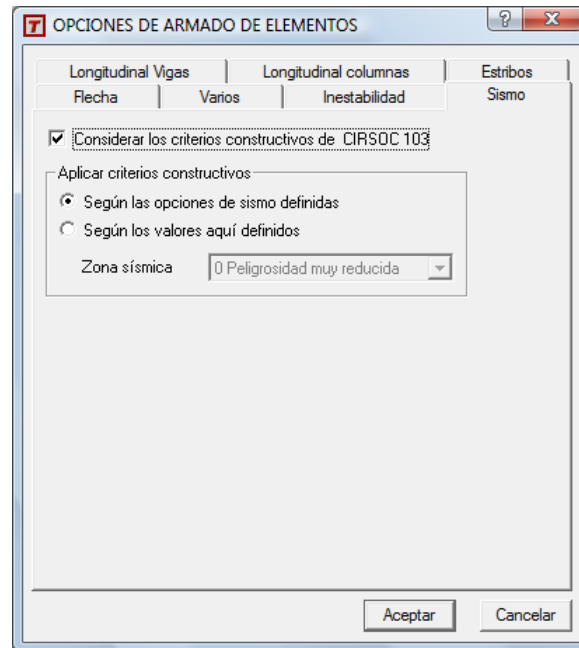
Esta Parte II complementa la Parte I, así como el reglamento CIRSOC 201 "**Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado**". La nomenclatura utilizada es la de los propios reglamentos de Argentina, bastante diferente en algunos aspectos a la mayoría de normativas.

Los requerimientos aquí establecidos se aplicarán exclusivamente a los estados de carga que incluyan la acción sísmica.

La mayoría de los criterios establecidos están en función de un factor Z definido según la siguiente tabla:

Zona Sísmica	Z
1	1,25
2	1,15
3	1,05
4	1,00

En el programa, estos criterios se aplican a todas las combinaciones de cargas. En las opciones de armado es posible fijar si se desean aplicar estos criterios independientemente de que se activen las cargas sísmicas, mediante la caja siguiente:



4.3.2.2 **Requerimientos generales para construcciones sismorresistentes de hormigón armado**

El reglamento contempla tres tipologías de construcciones sismorresistentes de hormigón armado:

- Sistemas de pórticos
- Sistemas de muros resistentes
- Sistemas mixtos de pórticos y muros resistentes

El hormigón a utilizar será al menos H-17 ($\sigma'_{bk} = 17 \text{ MPa}$) o H-13 para construcciones de una planta del grupo B. El acero de las armaduras tendrá una tensión nominal de fluencia (límite elástico) de al menos 420 MPa. La tensión efectiva de fluencia (límite de rotura) no podrá superar 1,3 veces la nominal.

El programa avisa si se seleccionan hormigones o aceros de resistencia inferior.

4.3.2.3 **Análisis, dimensionamiento y detalle de los componentes de sistemas de pórticos de hormigón armado**

Los elementos estructurales (las barras) se clasifican en:

- Elementos predominantemente flexionados (vigas). Son elementos sometidos a flexión, flexocompresión o flexotracción en los que se cumple que

$$N_u^* \leq 0,12 \cdot A_b \cdot \beta_R$$

siendo

Nu* Axil de diseño de compresión

Ab Área bruta de la sección de hormigón

β_R Resistencia a compresión del hormigón

- Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas). En ellos se cumple que

$$N_u^* > 0,12 \cdot A_b \cdot \beta_R$$

4.3.2.4 **Dimensionamiento para cortante**

La armadura de cortante se determinará sin tener en cuenta la resistencia a tracción del hormigón.

La tensión tangencial máxima de cálculo de la sección, τ_{ou} , debe ser:

Secciones flexo-traccionadas con eje neutro exterior a la sección (tracción simple o compuesta):

Para H-13 y H-17: $\tau_{ou} \leq 0,40 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$

Para H-21 a H-47: $\tau_{ou} \leq 0,47 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$

Resto de casos

$\tau_{ou} \leq 0,95 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$

La armadura de cortante mínima será Ø6/20. Para la determinación de las armaduras de cortante, se modifican las zonas establecidas en CIRSOC 201 de acuerdo con el siguiente criterio:

Zona 1: En la que

Para H-13 o H-17 $\tau_{ou} \leq 0,18 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$

Para H-21 a H-47 $\tau_{ou} \leq 0,20 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$

Zona 2: En la que

Para H-13 o H-17 $0,18 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}} < \tau_{ou} \leq 0,40 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$

Para H-21 a H-47 $0,20 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}} < \tau_{ou} \leq 0,47 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$

En esta zona, se debe calcular la armadura de cortante con $\tau_u = \tau_{ou}$. Fuera de las zonas críticas, y de tracción simple o compuesta, la tensión tangencial de cálculo para la armadura puede tomarse

para H-13 o H-17 $\tau_u = \tau_{ou}^2 / (0,40 \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}) \geq 0,50 \cdot \tau_{ou}$

para H-21 a H-47 $\tau_u = \tau_{ou}^2 / (0,47 \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}) \geq 0,50 \cdot \tau_{ou}$

Zona 3: (No permitida en tracción simple o compuesta) En la que

para H-13 o H-17 $0,40 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}} < \tau_{ou} \leq 0,95 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$

para H-21 a H-47 $0,47 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}} < \tau_{ou} \leq 0,95 \cdot Z \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$

En esta zona, se debe calcular la armadura de corte sin minorar: $\tau_u = \tau_{ou}$.

4.3.2.5 Disposiciones para elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas)

Se mayorarán por 1,35 los esfuerzos de cortante.

La armadura traccionada debe tener una cuantía $0,025 \geq \rho \geq 0,10 \cdot \beta_r / \beta_s$.

En una longitud de dos cantos de la cara del pilar, la armadura de tracción de la viga debe cumplir $\rho \leq (0,30 + 0,20 \cdot r) \cdot \beta_r / \beta_s$, siendo r la relación entre armadura comprimida y traccionada ($0 \leq r \leq 1$).

En los extremos de las vigas, $A_s^+ \geq 0,50 / Z \cdot A_s^-$.

En toda la viga, $A_s^+ \geq 0,25 / Z \cdot A_{s,máx}^-$ y $A_s^- \geq 0,25 / Z \cdot A_{s,máx}^+$.

La armadura superior e inferior mínima es:

Zona sísmi ca	Armadur a

1	2 Ø 8
2	2 Ø 10
3	2 Ø 10
4	2 Ø 12

El diámetro de la armadura longitudinal de la viga sobre un pilar, en función de la dimensión del pilar paralela a la viga es (el programa no contempla esta limitación):

Dimensión del pilar	Ø máximo
≤ 30 cm	16
> 30 cm y < 50 cm	20
≥ 50 cm	25

El anclaje en patilla será tal que la rama vertical después del codo no será menor que $0,85 \cdot l_0$ ni 25 diámetros. La longitud de solape no será menor de $30\varnothing$ ni de 40 cm. Además, no se solaparán más de 2/3 de las barras indicadas en la norma de hormigón (CIRSOC 201).

En los extremos de vigas, en una longitud de 2 cantos de la cara del pilar, los estribos deben ser de $\varnothing \geq 6$ (o de $\varnothing \geq 8$ si la armadura longitudinal es de $\varnothing > 20$) y deben separarse no más de

- $\frac{1}{4}$ del canto
- $10 \cdot \varnothing_{l, \min}$.
- 20 cm

En el resto de la viga, los cercos no separarán más de $\frac{1}{2}$ del canto.

Si el cortante máximo de la viga está en la Zona de Corte 3, en los extremos de vigas, en una longitud de 2 cantos de la cara del pilar, se dispondrá una armadura de piel de cuantía en cada cara $A_l \geq (0,15/Z) \cdot A_s^+$, $A_l \geq (0,15/Z) \cdot A_s^-$. Esta limitación no es contemplada por el programa.

En Zonas Sísmicas 3 o 4, si el cortante máximo de la viga está en la Zona de Corte 3, se dispondrá una armadura en las caras laterales en forma de **X**. Cada rama: Debe resistir el 75% del cortante; de $\varnothing \geq 8$; de cuantía $\geq 0,10 \cdot A_{l, \max}$; la parte inclinada empezará a $1/5$ del canto de la viga de la cara del pilar pero no a menos de 15 cm; el anclaje después de la parte inclinada será de $1,3 \cdot l_0$. Esta limitación no es tenida en cuenta por el programa.

4.3.2.6 Disposiciones para elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas)

La excentricidad mínima relativa será (e es la excentricidad y d es la dimensión de la sección del pilar en la dirección de la excentricidad)

Zona Sísmica	e/d
1	0,10

2	0,12
3	0,15
4	0,20

Se mayorarán por 1,35 los momentos flectores y los esfuerzos de cortante.

El axil de compresión máximo será $Z \cdot 0,75 \cdot A_b \cdot \beta_R$, siendo A_b el área de la sección y β_R la resistencia de cálculo del hormigón.

La cuantía geométrica será no menor del 1% ni mayor del 6% (o del 8% en zonas de solape). La cuantía geométrica de la armadura traccionada (o menos comprimida) no será menor del 0,4%. En el programa se limita la cuantía de cada pilar entre el 1% y el 4% (para respetar las zonas de los nudos).

La separación máxima entre redondos longitudinales es $20 \cdot Z$. En secciones de hasta 30×30 , puede haber redondos sólo en las esquinas.

En una zona próxima a los extremos de pilares **rectangulares** (de dimensiones $B \times H$) de distancia $>B$, $>H$, $>L_{neta}/6$, $>50\text{cm}$, se colocará una armadura transversal que en cada dirección cumpla:

$$A_{sh} \geq (0,6 \cdot n_u^* + 0,15) \cdot [(A_b / A_k) - 1] \cdot \beta_R / \beta_S \cdot s_e \cdot h_k$$

$$A_{sh} \geq (0,2 \cdot n_u^* + 0,05) \cdot \beta_R / \beta_S \cdot s_e \cdot h_k$$

$$n_u^* = N_u^* / (A_b \cdot \beta_R)$$

siendo

N_u^* Normal de compresión de diseño.

s_e separación entre estribos.

h_k dimensión del núcleo de la columna perpendicular a la dirección de estudio.

A_k área del núcleo de la columna.

Estos estribos distarán no más de $1/2$ de la mínima dimensión del pilar, de $9 \cdot \varnothing_{l,min}$ ni de 10cm . Su diámetro será al menos de $\varnothing 8\text{ mm}$.

En una zona próxima a los extremos de pilares **circulares** (de diámetro B) de distancia $>B$, $>L_{neta}/6$, $>50\text{cm}$, se colocará una armadura transversal que en cada dirección cumpla:

$$A_w / A_k \geq (0,65 \cdot n_u^* + 0,26) \cdot [(A_b / A_k) - 1] \cdot \beta_R / \beta_S$$

$$A_w / A_k \geq (0,15 \cdot n_u^* + 0,06) \cdot \beta_R / \beta_S$$

$$A_w = (\pi \cdot d_k \cdot A_{sw}) / s_w$$

$$n_u^* = N_u^* / (A_b \cdot \beta_R)$$

siendo

N_u^* Normal de compresión de diseño.

s_e separación entre estribos.

d_k diámetro del núcleo de la columna.

A_k área del núcleo de la columna.

A_{sw} sección de la armadura transversal (área del redondo del estribo).

Estos estribos distarán no más de $0,20 \cdot d_k$, de $9 \cdot \varnothing_{l,min}$ ni de 10cm , y su diámetro será al menos de $\varnothing 8\text{ mm}$.

Fuera de las zonas próximas a los extremos del pilar, la distancia entre estribos no será mayor de $0,60 \cdot Z$ de la mínima dimensión del pilar ni de 20cm.

4.3.2.7 Muros sismorresistentes de hormigón armado

Los muros (tabiques) sismorresistentes de H.A. son elementos estructurales verticales en los que la sección horizontal cumple $l_w/b_w > 4$.

El cortante último se mayorará por $f_{aq} = 1,25$. (El programa no contempla una ductilidad global especial, $\mu = 6$).

La tensión última de cortante será $\tau_{ou} \leq Z \cdot 0,95 \cdot \sqrt{\sigma'_{bk}}$. Esta tensión es la que se utilizará para el cálculo del armado.

La cuantía geométrica horizontal y vertical cumplirá

$$\mu_{hq} \geq 0,0025$$

$$\mu_{vq} \geq 0,0025; \mu_{vq} \geq \mu_{hq}/3; \mu_{vq} \leq 0,05$$

La armadura vertical tendrá un diámetro no menor de 8 mm ni mayor de $b_w/10$. Su separación no será mayor de 20 cm. El anclaje en la cimentación será con codo de 90° con la parte horizontal no menor que $0,7 \cdot l_0$ o $20 \cdot \emptyset$, cruzándose las armaduras de ambas caras del tabique.

La armadura horizontal tendrá un diámetro no mayor de $b_w/10$. Su separación no será mayor de 20 cm.

Se deben introducir en los bordes verticales estribos cerrados en una determinada zona: En sentido vertical, al menos la longitud horizontal del tabique o un sexto de su altura total: $h_{qw} \geq l_w$; $h_{qw} \geq H_w/6$. En sentido horizontal, $v_{qw} \geq l_w/5$. El diámetro será no menor de 8mm. Su separación en vertical será no mayor de $9 \cdot \emptyset_{l,min}$ ni de 12 cm ni del espesor del tabique. La separación horizontal de ramas será no mayor del espesor del tabique ni de $20 \cdot Z$ (cm). Esta limitación no es contemplada por el programa.

Si la cuantía longitudinal vertical supera 0,75% y está formada por redondos de diámetro mayor de 12mm, se deben colocar estribos, al menos cada $25 \cdot \emptyset_t$ en horizontal; y cada $10 \cdot \emptyset_l$ o 15 cm en vertical. Su diámetro será no menor de 6mm (8mm si $\emptyset_l > 16mm$).

4.3.2.8 Diafragmas

En las losas macizas, la cuantía en cada dirección será no menor de 0,20%. La separación entre redondos no será mayor de $25 \cdot Z$ (cm).

4.4 CIRSOC 105-1982. Superposición de acciones (combinación de estados de carga)

Este reglamento se utiliza sólo con el segundo conjuntos de normas argentinas.

Este texto tiene carácter de RECOMENDACIÓN. Está basado en Código Modelo del CEB-FIP, al igual que los eurocódigos y la norma de hormigón española EHE.

En el programa se utilizan estas combinaciones, además de las establecidas en el reglamento de sismo, INPRES-CIRSOC 103. No se contemplan los **sismos de ocurrencia frecuente**, que deben asimilarse a una sobrecarga más.

4.4.1 Clasificación de las acciones

Las acciones se clasifican en los siguientes grupos.

- **Acciones permanentes.** Corresponden a la hipótesis 0 del programa.
- **Acciones variables.** Incluye la carga útil o sobrecargas, las cargas montaje, las móviles, el viento, la nieve y hielo, la temperatura y los sismos de ocurrencia frecuente. Para el programa se dividen en gravitatorias (hipótesis 1-2 y 9-10), móviles (hipótesis 11 a 20), viento (hipótesis 3, 4, 25 y 26), nieve (hipótesis 22) y temperatura (hipótesis 21).
- **Acciones accidentales.** Incluye los impactos, explosiones, avalanchas, tornados y sismos de ocurrencia excepcional (los recogidos en INPRES-CIRSOC 103). Para el programa se dividen en cargas accidentales (hipótesis 23) y sísmicas (hipótesis 5, 6, 7, 8 y 24).

4.4.2 Valores representativos de las acciones

Las acciones pueden tener diferentes valores representativos en función de cómo se combinan con otras acciones. Los valores son los siguientes:

- Valores característicos, F_K . Son los fijados en CIRSOC 101.
- Valores de utilización (o de servicio). En general, equivalen a F_K .
- Valores de combinación, F_{comb} . Representa la parte de la sobrecarga que se combina con otras, en Estados Límite Últimos (E.L.U.). $F_{comb} = \psi_0 \cdot F_K$.
- Valores frecuentes, F_{frec} . Representa la parte de la sobrecarga que se combina con otras, en Estados Límite de Servicio (E.L.S.). $F_{frec} = \psi_1 \cdot F_K$.
- Valores casi permanentes, $F_{c.p.}$. $F_{c.p.} = \psi_2 \cdot F_K$.

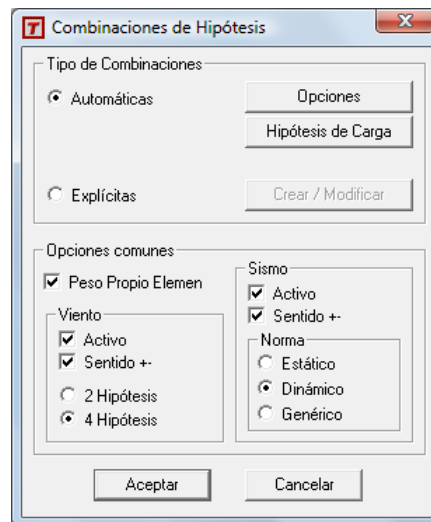
El valor de los diferentes coeficientes ψ_i , siempre menores de la unidad, vienen reflejados en la siguiente tabla.

Acciones	Coeficientes		
	de combinación ψ_0	Frecuentes ψ_1	Casi permanentes ψ_2
Cargas útiles			
Viviendas	0,5	0,7	0,4
Oficinas	0,6	0,8	0,4
Comercios	0,6	0,9	0,4
Garajes	0,6	0,7	0,6
Acciones climáticas			
Viento	0,6	0,4	0,2
Nieve	0,6	0,4	0,2
Temperatura	0,6	0,4	0,2
Hielo			
Sismos (sólo los frecuentes)	0,6	0,0	0,0
Cargas móviles (ascensores, p.grúa)	1,0	1,0	1,0

En la función **Cargas>Opciones...** del programa existe el grupo de opciones **Coefes. Combinación** donde se fijan los valores de los coeficiente de combinación ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 para 5 grupos de hipótesis de carga: las

cargas gravitatorias (hipótesis 1, 2, 9 y 10), móviles (hipótesis 11 a 20), viento (hipótesis 3, 4, 25 y 26), nieve (hipótesis 22) y temperatura (hipótesis 21). Los valores por defecto de ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 utilizados son:

- Gravitatorias: 0.6, 0.8 y 0.4.
- Móviles: 1.0, 1.0 y 1.0.
- Viento: 0.6, 0.4 y 0.2.
- Nieve: 0.6, 0.4 y 0.2.
- Temperatura: 0.6, 0.4 y 0.2.



En la misma caja se definen las combinaciones de sismo del capítulo 10 del reglamento INPRES CIRSOC 103. En ellas, el coeficiente η de simultaneidad y presencia tiene un significado similar a los coeficientes ψ .

4.4.3 Superposición de acciones

Para las acciones permanentes, en general, se puede tomar un único valor $G = G_{\text{máx}} + G_{\text{mín}}$; siendo $G_{\text{máx}}$ la fracción de la carga permanente de efecto desfavorable, y $G_{\text{mín}}$ la fracción de efecto favorable.

Las acciones variables se dividen en

- Acciones variables **de base**. Se toma su valor característico, F_{K1} .
- Acciones variables **de acompañamiento**. F_{Ki} ($i > 1$).

Para cada una de las diferentes combinaciones sólo se toma una acción accidental, de valor F_{acc} .

4.4.3.1 Estados Límite Últimos

En general, la Norma Argentina establece un único coeficiente γ de seguridad o mayoración global en cada combinación. Sin embargo, en el programa es posible especificar diferentes coeficientes de seguridad para cada hipótesis y material, mediante el grupo de opciones **Coeftes. Seguridad** de la función **Cargas>Opciones**. Los valores por defecto utilizados en el programa son:

Tipo de Acción	Hormigón	Acero	Otros
Permanente	1,75	1,30	1,65
Variable	1,75	1,30	1,65
Accidental	1,00	1,00	1,00

En el caso de hormigón, el coeficiente de mayoración depende del alargamiento de la armadura traccionada (o menos comprimida). El valor aquí fijado corresponde a un alargamiento igual o superior al tres por mil. En el caso de compresión simple o compuesta, el coeficiente de mayoración aquí fijado se multiplica por el valor indicado en la opción **Coeficiente adicional para compresión simple o compuesta**, cuyo valor por defecto es 1,2. De esta forma, el coeficiente de mayoración para compresión simple o compuesta es $1,75 \cdot 1,2 = 2,10$, que es valor establecido en el Reglamento CIRSOC 201. Para alargamientos entre 0,003 y 0,0 el coeficiente de mayoración se interpola entre los valores antes mencionados.

La recomendación CIRSOC 105 establece las siguientes combinaciones:

■ **Combinación fundamental**

$$F_u = \gamma \left[G + F_{K1} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} \cdot F_{Kj} \right]$$

■ **Combinación accidental**

$$F_u = F_{acc} + G + \psi_{1,1} \cdot F_{K1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j} \cdot F_{Kj}$$

donde,

G	Valor característico de las acciones permanentes
F_{K1}	Valor característico de la acción variable de base
F_{Kj}	Valor característico de las acciones variables de acompañamiento
F_{acc}	Valor característico de la acción accidental

En el programa **Tricalc**, no se utiliza un coeficiente de seguridad total, sino coeficientes de seguridad parciales para cada hipótesis de carga. En el programa las sobrecargas (F) se agrupan en las siguientes familias:

■ **Familia 1**

- Sobrecargas alternativas. Corresponden a las hipótesis 1, 2, 9 y 10

■ **Familia 2**

- Cargas móviles. Corresponden a las hipótesis 11 a 20, inclusive.

■ **Familia 3**

- Cargas de viento. Corresponden a las hipótesis 3, 4, 25 y 26 (y a las -3, -4, -25 y -26 si se habilita el sentido $\pm$)

■ **Familia 4**

- Carga de nieve. Corresponde a la hipótesis 22.
- Carga de temperatura. Corresponde a la hipótesis 21.

Las combinaciones realizadas por el programa se pueden agrupar entonces de la siguiente forma:

4.4.3.1.1 Combinaciones fundamentales

A todas las hipótesis se les afecta por su coeficiente de seguridad.

■ **Carga permanente + sobrecargas de la familia 1**

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_F \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

0

0 + 1

0 + 2

$$0 + 1 + 2$$

$$0 + 9$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_F \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + (11 \text{ a } 20)$$

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_F \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 \quad \pm 3|4|25|26$$

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 4

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_F \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + 21$$

$$0 + 22$$

$$0 + 21 + 22$$

- Carga permanente + sobrecargas de dos familias (i, j)

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_{Fi} \cdot F_{ki} + \gamma_{Fj} \cdot \Psi_{0,Fj} \cdot F_{kj}$$

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_{Fj} \cdot F_{kj} + \gamma_{Fi} \cdot \Psi_{0,Fi} \cdot F_{ki}$$

desarrolladas de forma similar.

- Carga permanente + sobrecargas de las familias (a, b y c)

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_{Fa} \cdot F_{ka} + \gamma_{Fb} \cdot \Psi_{0,Fb} \cdot F_{kb} + \gamma_{Fc} \cdot \Psi_{0,Fc} \cdot F_{kc}$$

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_{Fb} \cdot F_{kb} + \gamma_{Fa} \cdot \Psi_{0,Fa} \cdot F_{ka} + \gamma_{Fc} \cdot \Psi_{0,Fc} \cdot F_{kc}$$

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_{Fc} \cdot F_{kc} + \gamma_{Fa} \cdot \Psi_{0,Fa} \cdot F_{ka} + \gamma_{Fb} \cdot \Psi_{0,Fb} \cdot F_{kb}$$

desarrolladas de forma similar

- Carga permanente + sobrecargas de las 4 familias

$$\begin{aligned} & \gamma_G \cdot G + \gamma_{F1} \cdot F_{k1} + \gamma_{F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot F_{k2} + \gamma_{F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot F_{k3} + \gamma_{F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot F_{F4} \\ & \gamma_G \cdot G + \gamma_{F2} \cdot F_{k2} + \gamma_{F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot F_{k1} + \gamma_{F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot F_{F3} + \gamma_{F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot F_{F4} \\ & \gamma_G \cdot G + \gamma_{F3} \cdot F_{k3} + \gamma_{F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot F_{k1} + \gamma_{F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot F_{F2} + \gamma_{F4} \cdot \Psi_{0,F4} \cdot F_{F4} \\ & \gamma_G \cdot G + \gamma_{F4} \cdot F_{k4} + \gamma_{F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot F_{k1} + \gamma_{F2} \cdot \Psi_{0,F2} \cdot F_{F2} + \gamma_{F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot F_{F3} \end{aligned}$$

desarrolladas de forma similar

4.4.3.1.2 Combinaciones accidentales

A la hipótesis 0 (carga permanente, G) y a las sobrecargas (F: alternativas, móviles, viento, temperatura y nieve) se les aplica el coeficiente 1,0. A la hipótesis 23 de carga accidental e hipótesis sísmicas (5, 6, 7, 8 y 24), F_{acc} , se le aplica su coeficiente de mayoración, cuyo valor es en general 1,0.

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 + carga accidental

$$G_k + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_1 \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(1) \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(2) \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(1 + 2) \quad \pm 5$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(9 + 10) \quad \pm 5$$

$$0 \quad \pm 6$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(1) \quad \pm 6$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(2) \quad \pm 6$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(1 + 2) \quad \pm 6$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(9 + 10) \quad \pm 6$$

$$0 \quad \pm 7$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(1) \quad \pm 7$$

$$0 + \Psi_{1,Alter}(2) \quad \pm 7$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) \pm 7$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + \pm 7 \\ 10)$$

$$0 \pm 8$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1) \pm 8$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2) \pm 8$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) \pm 8$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + \pm 8 \\ 10)$$

$$0 \pm \\ 24$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1) \pm \\ 24$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2) \pm \\ 24$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) \pm \\ 24$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + \pm \\ 10) \pm 24$$

$$0 + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (2) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2) + 23$$

$$0 + \psi_{1,Alter} \cdot (9 + + 23 \\ 10)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 + carga accidental

$$G_k + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_1 \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } \pm 5 \text{ 20})$$

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } \pm 6 \text{ 20})$$

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } \pm 7 \text{ 20})$$

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } \pm 8 \text{ 20})$$

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } \pm 24 \text{ 20})$$

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } + 23 \text{ 20})$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 + carga accidental

$$G_k + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_1 \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 5$$

$$0 + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 6$$

$$0 + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 7$$

$$0 + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 8$$

$$0 + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) \pm 24$$

$$0 + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26) + 23$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 4 + carga accidental

$$G_k + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_1 \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Temp} \cdot 21 + \Psi_{1,Nieve} \cdot 22 \pm 5$$

$$0 + \Psi_{1,Temp} \cdot 21 + \Psi_{1,Nieve} \cdot 22 \pm 6$$

$$0 + \Psi_{1,Temp} \cdot 21 + \Psi_{1,Nieve} \cdot 22 \pm 7$$

$$0 + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 \pm 8$$

$$0 + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 \pm 24$$

$$0 + \psi_{1,Temp} \cdot 21 + \psi_{1,Nieve} \cdot 22 + 23$$

■ **Carga permanente + sobrecargas de dos familias (a y b) + carga accidental**

$$G + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_{1,Fa} \cdot F_{ka} + \Psi_{2,Fb} \cdot F_{kb}$$

$$G + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_{1,Fb} \cdot F_{kb} + \Psi_{2,Fa} \cdot F_{ka}$$

desarrolladas de forma similar.

■ **Carga permanente + sobrecargas de 3 familias (a, b y c) + carga accidental**

$$G + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_{1,Fa} \cdot F_{ka} + \Psi_{2,Fb} \cdot F_{kb} + \Psi_{2,Fc} \cdot F_{kc}$$

$$G + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_{1,Fb} \cdot F_{kb} + \Psi_{2,Fa} \cdot F_{ka} + \Psi_{2,Fc} \cdot F_{kc}$$

$$G + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_{1,Fc} \cdot F_{kc} + \Psi_{2,Fa} \cdot F_{ka} + \Psi_{2,Fb} \cdot F_{kb}$$

desarrolladas de forma similar.

■ **Carga permanente + sobrecargas de las 4 familias + carga accidental**

$$G + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_{1,F1} \cdot F_{k1} + \Psi_{2,F2} \cdot F_{k2} + \Psi_{2,F3} \cdot F_{k3} + \Psi_{2,F4} \cdot F_{k4}$$

$$G + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_{1,F2} \cdot F_{k2} + \Psi_{2,F1} \cdot F_{k1} + \Psi_{2,F3} \cdot F_{k3} + \Psi_{2,F4} \cdot F_{k4}$$

$$G + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_{1,F3} \cdot F_{k3} + \Psi_{2,F1} \cdot F_{k1} + \Psi_{2,F2} \cdot F_{k2} + \Psi_{2,F4} \cdot F_{k4}$$

$$G + \gamma_{acc} \cdot F_{acc} + \Psi_{1,F4} \cdot F_{k4} + \Psi_{2,F1} \cdot F_{k1} + \Psi_{2,F2} \cdot F_{k2} + \Psi_{2,F3} \cdot F_{k3}$$

desarrolladas de forma similar.

4.4.3.2 Estados límite de utilización (o de servicio)

La recomendación CIRSOC 105 establece las siguientes combinaciones

■ **Combinaciones poco frecuentes (para acciones de corta duración)**

$$F_{serv} = G + F_{K1} + \sum_{j=2}^n \psi_{1,j} \cdot F_{Kj}$$

■ **Combinaciones frecuentes (para acciones de larga duración)**

$$F_{serv} = G + \psi_{1,1} \cdot F_{K1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j} \cdot F_{Kj}$$

Las sobrecargas (F) se agrupan en las siguientes familias:

■ **Familia 1**

- Sobrecargas alternativas. Corresponden a las hipótesis 1, 2, 9 y 10

■ **Familia 2**

- Cargas móviles. Corresponden a las hipótesis 11 a 20, inclusive.

■ **Familia 3**

- Cargas de viento. Corresponden a las hipótesis 3, 4, 25 y 26 (y a las -3, -4, -25 y -26 si se habilita el sentido $\pm$)

■ **Familia 4**

- Carga de nieve. Corresponde a la hipótesis 22.
- Carga de temperatura. Corresponde a la hipótesis 21.

Las combinaciones realizadas por el programa se pueden agrupar entonces de la siguiente forma:

4.4.3.2.1 Combinaciones poco frecuentes

A todas las hipótesis se les aplica el coeficiente de seguridad 1,0.

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$G + F_k$$

desarrolladas quedan las combinaciones:

$$0$$

$$0 + 1$$

$$0 + 2$$

$$0 + 1 + 2$$

$$0 + 9$$

$$0 + 10$$

$$0 + 9 + 10$$

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$G + F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + (11 \text{ a } 20)$$

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$G + F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 \quad \pm 3|4|25|26$$

- Carga permanente + sobrecargas de la familia 4

$$G + F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + 21$$

$$0 + 22$$

$$0 + 21 + 22$$

- Carga permanente + sobrecargas de dos familias (a y b)

$$G + F_{k,Fa} + \Psi_{1,Fb} \cdot F_{k,Fb}$$

$$G + F_{k,Fb} + \Psi_{1,Fa} \cdot F_{k,Fa}$$

desarrolladas de forma similar.

■ Carga permanente + sobrecargas de 3 familias (a, b y c)

$$G + F_{k,Fa} + \Psi_{1,Fb} \cdot F_{k,Fb} + \Psi_{1,F3c} \cdot F_{k,Fc}$$

$$G + F_{k,Fb} + \Psi_{1,Fa} \cdot F_{k,Fa} + \Psi_{1,Fc} \cdot F_{k,F3c}$$

$$G + F_{k,Fc} + \Psi_{1,Fa} \cdot F_{k,Fa} + \Psi_{1,Fb} \cdot F_{k,Fb}$$

desarrolladas de forma similar

■ Carga permanente + sobrecargas de las 4 familias

$$G + F_{k,F1} + \Psi_{1,F2} \cdot F_{k,F2} + \Psi_{1,F3} \cdot F_{k,F3} + \Psi_{1,F4} \cdot F_{k,F4}$$

$$G + F_{k,F2} + \Psi_{1,F1} \cdot F_{k,F1} + \Psi_{1,F3} \cdot F_{k,F3} + \Psi_{1,F4} \cdot F_{k,F4}$$

$$G + F_{k,F3} + \Psi_{1,F1} \cdot F_{k,F1} + \Psi_{1,F2} \cdot F_{k,F2} + \Psi_{1,F4} \cdot F_{k,F4}$$

$$G + F_{k,F4} + \Psi_{1,F1} \cdot F_{k,F1} + \Psi_{1,F2} \cdot F_{k,F2} + \Psi_{1,F3} \cdot F_{k,F3}$$

desarrolladas de forma similar

4.4.3.2.2 Combinaciones frecuentes

A todas las hipótesis se les aplica el coeficiente de seguridad 1,0.

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 1

$$G + \Psi_1 \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (1)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (2)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (1 + 2)$$

$$0 + \Psi_{1,Alter} \cdot (9 + 10)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 2

$$G + \Psi_1 \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Móviles} \cdot (11 \text{ a } 20)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 3

$$G + \Psi_1 \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Viento} \cdot (\pm 3 | 4 | 25 | 26)$$

■ Carga permanente + sobrecargas de la familia 4

$$G + \Psi_1 \cdot F_k$$

desarrolladas quedan las siguientes combinaciones:

$$0 + \Psi_{1,Temp} \cdot 21 + \Psi_{1,Nieve} \cdot 22$$

- Carga permanente + sobrecargas de las familias (a y b)

$$G + \Psi_{1,Fa} \cdot F_{k,Fa} + \Psi_{2,Fb} \cdot F_{k,Fb}$$

$$G + \Psi_{1,Fb} \cdot F_{k,Fb} + \Psi_{2,Fa} \cdot F_{k,Fa}$$

desarrolladas de forma similar.

- Carga permanente + sobrecargas de 3 familias (a, b y c)

$$G + \Psi_{1,Fa} \cdot F_{k,Fa} + \Psi_{2,Fb} \cdot F_{k,Fb} + \Psi_{2,Fc} \cdot F_{k,Fc}$$

$$G + \Psi_{1,Fb} \cdot F_{k,Fb} + \Psi_{2,Fa} \cdot F_{k,Fa} + \Psi_{2,Fc} \cdot F_{k,Fc}$$

$$G + \Psi_{1,Fc} \cdot F_{k,Fc} + \Psi_{2,Fa} \cdot F_{k,Fa} + \Psi_{2,Fb} \cdot F_{k,Fb}$$

desarrolladas de forma similar.

- Carga permanente + sobrecargas de las 4 familias (a, b y c)

$$G + \Psi_{1,F1} \cdot F_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot F_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot F_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot F_{k,F4}$$

$$G + \Psi_{1,F2} \cdot F_{k,F2} + \Psi_{2,F1} \cdot F_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot F_{k,F3} + \Psi_{2,F4} \cdot F_{k,F4}$$

$$G + \Psi_{1,F3} \cdot F_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot F_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot F_{k,F2} + \Psi_{2,F4} \cdot F_{k,F4}$$

$$G + \Psi_{1,F4} \cdot F_{k,F4} + \Psi_{2,F1} \cdot F_{k,F1} + \Psi_{2,F2} \cdot F_{k,F2} + \Psi_{2,F3} \cdot F_{k,F3}$$

desarrolladas de forma similar.

4.5 CIRSOC 201-1982. Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado

Este reglamento se utiliza sólo en el segundo conjuntos de normas argentinas.

4.5.1 Materiales

4.5.1.1 Hormigón de cemento Pórtland

Los hormigones recogidos por este reglamento se identifican por su resistencia característica a compresión, σ'_{bk} , expresado en $\text{MN/m}^2 = \text{N/mm}^2 = \text{MPa}$, de acuerdo con la siguiente tabla (las casillas sombreadas indican valores no admisibles):

Grupo	Clase	σ'_{bk} (MPa)	H. Simple	H. Armado	H. Pretensado
H - I	H-4	4			
	H-8	8			
	H-13	13			
	H-17	17			
H - II	H-21	21			
	H-30	30			

	H-38	38			
	H-47	47			

En el programa se recogen los hormigones desde el H-13 al H-47, inclusive, aunque se puede definir un hormigón con cualquier otra resistencia característica. En ese caso, los valores de las variables de este Reglamento que son tabuladas según la clase de hormigón (la tensión de adherencia, por ejemplo), se interpolan linealmente.

■ **Tamaño máximo del árido grueso**

No será mayor de 1/5 de la menor dimensión de la pieza, ni 1/3 del espesor de la losa, ni 3/4 de la distancia mínima entre redondos o del recubrimiento. Implica que la distancia entre redondos (y el recubrimiento) será no menor de 4/3 el tamaño máximo de árido.

En el caso de pilares y muros, además, el tamaño máximo del árido no será mayor de 2/3 la distancia entre redondos. Implica que la distancia entre redondos sea no menor de 1,5 veces el tamaño máximo del árido.

4.5.1.2 Barras y mallas de acero para armaduras

Este reglamento establece los siguientes tipos de acero, siendo β_s el límite de fluencia característico y β_z la resistencia a tracción característica, ambas en MPa.

Tipo	ADN-420	ADM-420	AM-500	
	Dureza natural	Dureza mecánica	Dureza mecánica	
Designación abreviada	III DN	III DM	IV L	IV C
Superficie	Nervurada	Nervurada	Lisa	Perfilada Nervurada
Diámetro nominal, d_s	6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32 y 40	6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32 y 40	3 a 12	3 a 12
β_s	420	420	500	500
β_z	500	500	550	550

En el programa sólo se usan las barras corrugadas (nervuradas), y no se utiliza la designación abreviada. Es posible también introducir tipos de acero con límites de fluencia cualesquiera.

■ **Colocación y recubrimiento de la armadura**

La armadura principal tendrá un recubrimiento $c_L \geq d_s + 5\text{mm}$.

La distancia entre barras longitudinales será $a_L \geq d_s$ y $a_L \geq 20\text{mm}$.

4.5.2 Principios para la determinación de las solicitaciones

4.5.2.1 Determinación de las solicitaciones

Además de lo indicado en este reglamento, se debe utilizar:

CIRSOC 101 **"Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de estructuras de edificios"**.

CIRSOC 102 **"Acción del viento sobre las construcciones"**.

CIRSOC 103 **"Acción de los sismos sobre las construcciones"**.

CIRSOC 104 **"Acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones"**.

CIRSOC 107 **"Acción térmica climática sobre las construcciones"**, como **recomendación**.

Se admite una superposición de acciones según la recomendación CIRSOC 105 **"Superposición de acciones (combinación de estados de carga)"** solamente cuando pueda ser aplicada de forma íntegra.

Se admite la redistribución de momentos negativos en vigas de hasta un 15%. Conviene entonces garantizar la ductilidad del nudo.

Si existen juntas de dilatación cada 30m, podrá prescindirse de los efectos de fluencia, retracción y dilatación térmica.

En el programa se utilizan las combinaciones establecidas por CIRSOC 105, y cuando sea necesario, las indicadas por el reglamento de sismo INPRES-CIRSOC 103.

Luces de cálculo

En general, se establece como luz de cálculo lo menor entre distancia entre ejes de apoyos y luz neta más un 5%.

En el programa se puede realizar un cálculo según los ejes geométricos de las barras, en el que la luz de cálculo se puede definir de entre las alternativas siguientes:

Lo menor entre luz neta más un canto y distancia entre ejes de apoyos.

Distancia entre ejes de apoyos.

Distancia entre caras de apoyos (luz neta).

Momentos flectores

Se permite un redondeo parabólico de la gráfica de momentos flectores (flexores) en los apoyos. Cuando el apoyo es rígido y de hormigón, el momento de dimensionado de la sección puede tomarse en la cara del soporte.

En el programa no se realiza este redondeo parabólico. Es opcional el que el dimensionado de la sección se realice con el momento en el extremo de la viga o en la cara del soporte.

Deformaciones bajo cargas de servicio

Para el acero, el módulo de elasticidad es $E_s = 210.000 \text{ MPa}$.

Para hormigón, su módulo elasticidad constante, E_b , es (en MPa):

Hormigón	H-8	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
E_b	17.500	24.000	27.500	30.000	34.000	37.000	39.000

Dimensionamiento

Dimensionamiento para flexión simple y compuesta y para solicitación axil

Se un diagrama tensión – deformación del hormigón de tipo parábola rectángulo, limitando la tensión del hormigón a β_R . El valor de β_R se establece en la siguiente tabla:

Hormigón	H-4	H-8	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
β_R (MPa)	3,5	7,0	10,5	14	17,5	23	27	30

Lo que equivale a (datos en MPa):

$$\sigma'_{bk} \leq 19,5 \Rightarrow \beta_R = 0,85 \cdot \sigma'_{bk}$$

$$\sigma'_{bk} > 19,5 \Rightarrow \beta_R = \left(1 - \frac{\sigma'_{bk}}{130}\right) \cdot \sigma'_{bk}$$

Como alternativa, se puede utilizar un diagrama rectangular en el que la profundidad del rectángulo de compresiones es $0,8 \cdot x$ (siendo x la profundidad de la fibra neutra), y limitando la máxima compresión del hormigón a $0,95 \cdot \beta_R$.

Se establece un diagrama tensión – deformación del acero birrectilíneo, con $E_s = 210.000$ MPa y con un alargamiento unitario en rotura de 0,005.

Los dominios de deformación del hormigón en flexión son similares a los de otras normativas con las siguientes características:

El alargamiento máximo del acero es el 5‰.

El acortamiento máximo del hormigón es el 3,5‰.

El acortamiento máximo del hormigón y acero en compresión simple es el 2‰.

El coeficiente de mayoración de acciones, γ , depende del alargamiento del acero traccionado (ε es positivo) o menos comprimido (ε es negativo):

$$\varepsilon_s \geq 3‰ \Rightarrow \gamma = 1,75$$

$$\varepsilon_s \leq 0‰ \Rightarrow \gamma = 2,10$$

$$3‰ > \varepsilon_s > 0‰ \Rightarrow \text{interpolar}$$

La cuantía geométrica, μ , de la armadura longitudinal no podrá superar el 9% de la sección (o el 5% si es H-13), incluyendo zonas de solape. Se recomienda que la armadura de compresión en piezas flectadas (vigas) no supere el 1% de la sección.

La cuantía mecánica mínima se recomienda que sea $\bar{\mu}_0 = \mu_0 \cdot \frac{\beta_s}{\beta_R} = \frac{A_s}{A_b} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_R} \geq 0,03$

En el programa se utilizan todas las especificaciones de este apartado, salvo la recomendación de no superar el 1% en armadura de compresión (en el programa se utiliza una limitación del máximo momento resistible a flexión, de resultados equivalentes). En general, en el programa se utiliza el diagrama rectangular salvo en el caso de pilares, en el que se utiliza el diagrama parábola – rectángulo.

Los valores de los coeficientes de mayoración (tanto el valor mínimo 1,75 como el valor máximo 2,10) son modificables por el usuario, tal como se indica en el capítulo dedicado a la recomendación CIRSOC-105.

Verificación de la seguridad a pandeo

La esbeltez máxima admisible es $\lambda = 200$.

Para $\lambda \leq 20$ no es necesario su cálculo. Tampoco es necesario si $\lambda \leq 70$ y la excentricidad de la carga es $e/d \geq 3,50$ o si $\lambda > 70$ y la excentricidad de la carga es $e/d \geq 3,50 \cdot \lambda / 70$.

Para $20 < \lambda \leq 70$, el pandeo se puede estudiar de forma simplificada.

Para $70 < \lambda \leq 200$, el pandeo se debe estudiar de modo completo.

Para el cálculo de la longitud de pandeo, el Reglamento remite al cuaderno 220 (norma DIN del hormigón alemana). El cálculo establecido para la longitud de pandeo en dicho cuaderno es idéntico al establecido en la norma española EHE.

Elementos comprimidos de hormigón armado de mediana esbeltez ($\lambda \leq 70$)

Se debe dimensionar, en el tercio central (estructuras no desplazables) o en toda la longitud (estructuras desplazables) de la pieza, con una excentricidad adicional, f , dada por:

$$\begin{aligned} 0 \leq \frac{e}{d} < 0,30 &\Rightarrow f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + \frac{e}{d}} \geq 0 \\ 0,30 \leq \frac{e}{d} < 2,50 &\Rightarrow f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0 \\ 2,50 \leq \frac{e}{d} < 3,50 &\Rightarrow f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{160} \cdot \left(3,50 - \frac{e}{d} \right) \geq 0 \end{aligned}$$

donde

λ es la esbeltez = s_k/i

s_k es la longitud de pandeo

i es el radio de giro

e es la máxima excentricidad prevista del tercio central (para estructuras intraslacionales) o de toda la barra (para estructuras traslacionales). Si se denominan e_1 y e_2 las excentricidades en ambos extremos de la pieza, con $|e_2| > |e_1|$, equivale a decir que para estructuras intraslacionales:

$$e = |(2 \cdot e_2 + e_1)/3|$$

y para estructuras traslacionales:

$$e = |e_2|$$

d es la dimensión de la sección transversal en la dirección de pandeo.

Elementos comprimidos de hormigón armado de gran esbeltez ($\lambda > 70$)

Se debe tener en cuenta la teoría de 2º orden. El programa no contempla este caso, por lo que la esbeltez de los pilares se limita a 70.

Excentricidades no previstas

En todo caso, se debe añadir una excentricidad no prevista (accidental) de valor $e_v = s_k/300$.

Dimensionamiento para esfuerzos de cortante y torsión

En el Reglamento CIRSOC 201 no se definen todos los valores necesarios, remitiéndose al Cuaderno 220 (Norma DIN 1045 de la Comisión Alemana para el Estudio del Hormigón Armado). En este apartado se incluyen los preceptos de ambos textos de forma unificada.

En este caso el margen de seguridad se obtiene limitando las tensiones bajo cargas de servicio (es decir, no mayorando las acciones y minorando las resistencias). Los valores establecidos en el Reglamento para la resistencia al cortante (corte) y torsión contemplan implícitamente una seguridad de 1,75.

Esfuerzo de cortante determinante

La sección crítica a cortante se establece a $0,5 \cdot d$ de la cara del apoyo o soporte (d es el canto total de la viga).

Se define τ_0 como la tensión de cortante producido por las cargas sin mayorar (en MPa). Se establecen los siguientes casos:

En flexión simple o compuesta, es la tensión de cortante en la fibra neutra en estado II (fisurado) según la siguiente expresión:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot k_z \cdot h}$$

donde

Q es el cortante de servicio.

b₀ es el ancho mínimo de la parte comprimida de la sección.

h es el canto útil de la sección.

k_z es un coeficiente que depende de la profundidad de la fibra neutra, y que en flexión simple puede tomarse como **0,85** para secciones rectangulares, y **"1 - 0,5·d₀/h"** para vigas placa, donde **d₀** es el canto total de la placa.

En compresión simple o compuesta, τ_0 es la máxima tensión principal de tracción en estado I (no fisurado), es decir:

$$\tau_0 = \sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

$$\tau = \frac{Q}{A_v}$$

siendo

N es el axil (>0 en el caso de tracción)

A_v es el área de cortante (2/3 del área en caso de secciones rectangulares). Este caso equivale a que como mínimo, **k_z = 0,67** en secciones rectangulares.

En tracción simple o compuesta, τ_0 se calcula con el cortante sin axil en estado II. Equivale a flexión pero tomando como valor de **k_z** la distancia entre las armaduras superiores e inferiores.

Se define τ como la tensión de cortante para el cálculo de la armadura de cortante (en MPa). Este valor debe ser no mayor que la resistencia a cortante proporcionada por la armadura, según la expresión siguiente:

$$\tau_{As} = \frac{\sum A_{\alpha} \cdot \sigma_{s,adm}}{b_0} \leq \tau ; \quad \sigma_{s,adm} = \frac{\beta_s}{\gamma} \approx \frac{\beta_s}{1,75} \leq 240 \text{ MPa}$$

En el Reglamento se establecen los siguientes valores (en MPa):

Hormigón	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
τ_{011}	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50	0,55
τ_{012}	0,50	0,65	0,75	1,00	1,10	1,25
τ_{02}	1,20	1,50	1,80	2,40	2,70	3,00
τ_{03}	2,00	2,50	3,00	4,00	4,50	5,00

De los dos posibles juegos de valores de τ_{011} establecidos en el Reglamento, el programa utiliza el correspondiente a armados constituidos por armadura base y refuerzos escalonados según la gráfica de momentos.

Las vigas con $b \geq d$, se consideran como losas.

El Reglamento sólo recoge la posibilidad de que exista un único coeficiente de seguridad de valor 1,75. En el programa es posible definir distintos coeficientes para distintas hipótesis de carga, por lo que el coeficiente global puede ser diferente en cada combinación y por tanto, no necesariamente 1,75.

Criterios para el dimensionamiento de la armadura de cortante

En cada tramo (zona de viga o losa con cortante del mismo signo), se toma como valor determinante el valor máximo de τ_0 , es decir, $\tau_{0,m\acute{a}x}$.

Losas

Zona 1: $\tau_{0,m\acute{a}x} \leq \tau_{011}$

Si $\tau_0 \leq k_1 \cdot \tau_{011}$; con $k_1 = 0,2/d + 0,33$; $0,5 \leq k \leq 1$; siendo d el espesor total de la losa en metros, no es necesario armado de cortante. En caso contrario, se deben disponer estribos mínimos.

Zona 2: $\tau_{011} < \tau_{0,m\acute{a}x} \leq \tau_{02}$

Los estribos se calcularán con $\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \not\leq 0,4 \cdot \tau_0$

En losas, la tensión de cortante de agotamiento es τ_{02} .

Vigas

Zona 1: $\tau_{0,m\acute{a}x} \leq \tau_{012}$

En este caso, la armadura de cortante se debe calcular con $\tau = 0,4 \cdot \tau_0$.

Zona 2: $\tau_{012} < \tau_{0,m\acute{a}x} \leq \tau_{02}$

En este caso, la armadura de cortante se calcularán con $\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \not\leq 0,4 \cdot \tau_0$

Zona 3: $\tau_{02} < \tau_{0,m\acute{a}x} \leq \tau_{03}$

Esta zona sólo es válida para canto total **$d \geq 45$ cm**. Es decir, la tensión de cortante de agotamiento es τ_{02} para vigas de canto inferior a 45 cm, y τ_{03} para vigas de canto igual o superior a 45 cm.

Los estribos se calcularán con $\tau = \tau_0$.

En el programa se respetan estos criterios, aplicándose también a pilares (no recogidos en el Reglamento).

Dimensionamiento para torsión

Se calcula una tensión de torsión con cargas sin mayorar, τ_T , según la expresión

$$\tau_T = \frac{M_T}{W_x}$$

siendo

M_T Momento torsor de servicio.

W_x Módulo resistente a torsión. Para secciones circulares de diámetro **D** , su valor es $\pi D^3/16$.

El agotamiento de la sección se produce con $\tau_T > \tau_{02}$.

Es necesaria armadura transversal de torsión si $\tau_T \geq 0,25 \cdot \tau_{02}$. Para el dimensionamiento de la armadura longitudinal y transversal (cercos) de torsión, se establecen las siguientes expresiones:

$$A_t = \frac{M_T \cdot s_t}{2 \cdot A_e \cdot \sigma_{s,adm}} ; \quad \sigma_{s,adm} = \frac{\beta_s}{\gamma} \nlessgtr 240 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_T \cdot u}{2 \cdot A_e \cdot \sigma_{s,adm}}$$

siendo

A_t Área del redondo de cada estribo.

s_t Separación entre estribos.

A_e Área encerrada por el perímetro medio de la sección hueca eficaz.

u Perímetro medio de la sección hueca eficaz.

En el programa se define la sección hueca eficaz como una sección hueca de espesor no mayor del doble de la distancia entre los paramentos exteriores y el centro de las armaduras longitudinales.

Dimensionamiento para cortante y torsión

El agotamiento de la sección se produce con $\tau_0 + \tau_T > 1,3 \cdot \tau_{02}$.

Si $\tau_0 + \tau_T > \tau_{02}$, se deben sumar las armaduras de cortantes y torsión. En el programa siempre se suman las armaduras de cortante y torsión.

Limitación de la fisuración bajo cargas de servicio

Se utilizan los mismos criterios que en la norma española EHE.

Limitación de la deformación bajo cargas de servicio

El reglamento remite al cuaderno 240 (norma alemana). En el programa se utilizan los criterios de la norma española EHE, basados en la obtención de una inercia equivalente (fórmula de Branson).

Limitación de las tensiones en el acero bajo cargas de servicio no predominantemente estáticas

El momento producido por las hipótesis dinámicas no debe superar el 60% del momento producido por el resto de cargas.

Para los estribos, el cortante producido por las hipótesis dinámicas no debe superar el 45% del cortante producido por el resto de cargas.

Estas comprobaciones no son realizadas por el programa.

Hormigón en masa (hormigón simple)

En Zapatas de Hormigón en Masa, se limita la pendiente de la apertura del cono de presiones, $1/n$, en función de la tensión transmitida al terreno (en MPa), según la siguiente tabla (1/1 corresponde a 45°; 1/2 a 26,5°):

Tensión del suelo	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

H-4	1,6	2,0	2,0	No admisible	
H-8	1,1	1,6	2,0	2,0	2,0
H-13	1,0	1,3	1,6	1,8	2,0
H-17	1,0	1,1	1,3	1,6	1,8
H-21	1,0	1,0	1,2	1,4	1,6
H-30	1,0	1,0	1,0	1,2	1,3

Este es el criterio utilizado por el programa para obtener el canto mínimo de las zapatas de hormigón en masa.

Reglas para el armado

Separación entre barras

La mínima separación entre barras longitudinales es de 2 cm o el diámetro de la barra.

Doblado de las barras

El doblado de las barras para ganchos, ganchos en ángulo recto y estribos, se hará con mandriles de diámetro el indicado en la siguiente tabla (d_s es el diámetro de la barra):

$$d_s < 20\text{mm} \quad 4 \cdot d_s$$

$$20 < d_s < 29\text{m} \quad 7 \cdot d_s$$

m

En el caso de barras dobladas por curvatura de vigas o pilares (esquinas de pórticos, por ejemplo), el diámetro mínimo del mandril será un valor entre 15 y $20 \cdot d_s$.

Anclajes

Para barras corrugadas, la tensión de adherencia, τ_{adm} , en MPa es:

Zona	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
I	1,4	1,6	1,8	2,2	2,6	3,0
II	0,7	0,8	0,9	1,1	1,3	1,5

Las zona a la que pertenece el redondo depende de su posición de acuerdo con el siguiente criterio:

Zona I (buena adherencia): barras inclinadas más de 45° y barras situadas a más de 30 cm por debajo del borde superior o menos de 25 cm por encima del borde inferior.

Zona II (adherencia deficiente): resto de barras; y todas las ejecutadas con encofrados deslizantes.

La longitud básica de anclaje, l_0 , se calcula con

$$l_0 = \frac{d_s}{4 \cdot \tau_{adm}} \cdot \frac{\beta_s}{\gamma}$$

en donde el coeficiente de mayoración es $\gamma = 1,75$. En el programa se utiliza el máximo de los coeficientes de mayoración fijados en las diferentes hipótesis de carga.

La longitud requerida de anclaje, l_1 , se calcula con

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{A_{s,neces}}{A_{s,exist}} \cdot l_0$$

$$l_1 \geq 10 \cdot d_s \quad (\text{anclaje en prolongación recta})$$

$$l_1 \geq \frac{d_{br}}{2} + d_s$$

donde

d_{br} es el diámetro del mandril de doblado, en el caso de anclaje con patilla o bucle.

α_1 viene en la tabla siguiente:

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	1,0	1,0
Gancho, patilla, bucle. Después del dobléz, al menos un tramo recto de $5 \cdot d_s$.	0,7	1,0

Empalmes

De los diferentes métodos para empalmes de barras, el programa sólo utiliza los empalmes por solape (empalme por yuxtaposición de barras con extremos rectos).

Con barras corrugadas puede empalmarse en una misma sección el 100 % de las barras de una capa. En caso de más de una capa, sólo puede empalmarse el 50% de todas las barras.

La longitud de empalme de barras traccionadas es

$$l_e = \alpha_e \cdot l_1$$

$$l_e \nless 20\text{cm}$$

$$l_e \nless 15 \cdot d_s$$

donde

α_e viene en la tabla siguiente:

Zona de adherencia	Diámetro d_s (mm)	% de barras empalmadas en la sección		
		$\leq 20\%$	$> 20\% \text{ y } \leq 50\%$	$> 50\%$
I	< 16	1,2	1,4	1,6
	≥ 16	1,4	1,8	2,2
II	El 75% de los valores de Zona I			

La longitud de empalme de barras comprimidas es $l_e = l_0$.

Armadura de tracción en piezas flexionadas (para flexión simple y compuesta)

Se debe decalar la ley de momentos flectores un canto útil.

Un tercio de la máxima armadura positiva de un tramo debe llegar a su extremo apoyado. Un cuarto de la máxima armadura positiva de un tramo debe llegar a su extremo empotrado. En el programa se prolonga, en vigas y diagonales, un tercio de la máxima armadura de positivos en todo el tramo.

Armadura de cortante

La máxima separación s admisible entre estribos es (d_0 es el canto total de la viga más la placa):

En losas, en la zona de corte 2, $s \leq 0,6 \cdot d$; $s \leq 80\text{cm}$.

En vigas y zona de corte 1, $s \leq 0,8 \cdot d_0$; $s \leq 30\text{cm}$. Si $d_0 < 20\text{cm}$, $s \leq 15\text{cm}$.

En vigas y zona de corte 2, $s \leq 0,6 \cdot d_0$; $s \leq 25\text{cm}$.

En vigas y zona de corte 3, $s \leq 0,3 \cdot d_0$; $s \leq 20\text{cm}$.

Disposición de las armaduras en elementos torsionados

La separación entre estribos no será mayor de $u_k/8$ o 20cm , siendo u_k el perímetro medio de la sección hueca eficaz.

La armadura longitudinal de torsión no debe separarse más de 35 cm .

Losas y elementos constructivos similares a losas

Este apartado es para losas rectangulares, apoyadas en puntos o líneas.

Si no se determina la armadura mediante un método más exacto que el de líneas de rotura, cuando no se dispone armadura de cortante:

Al menos la mitad del armado máximo de positivos debe disponerse entre apoyos.

El armado mínimo en apoyos empotrados **no tenidos en cuenta en los cálculos** es 1/3 del máximo armado positivo del vano.

La separación máxima en la zona de máximo momento, en cm, entre redondos es de $s = 15 + 0,1 \cdot d$ (donde d es el canto de la losa).

En losas armadas en dos direcciones, la armadura en la dirección de la menor luz no debe separarse más de **2·d ni 25 cm**.

En losas armadas en una dirección, se debe cumplir:

En la dirección secundaria debe disponerse una armado no menor del 20% de la de la dirección principal.

Como mínimo debe disponerse una cuantía de

0,85 cm² por metro de ancho, para acero ADN-420 o ADM-420 (III).

0,55 cm² por metro de ancho, para acero AM-500 (IV).

En los apoyos debe haber una armadura de negativos de cuantía al menos

2,51 cm² por metro de ancho para acero ADN-420 o ADM-420 (III).

1,41 cm² por metro de ancho para acero AM-500 (IV).

En las esquinas de losas apoyadas en sus bordes, debe disponerse una determinada armadura superior e inferior de torsión. Esto no es necesario si la losa está unida rígidamente a vigas de borde, lo cual siempre ocurre en el programa.

En el programa sólo se aplican las siguientes prescripciones:

La separación máxima de la armadura base (losas de forjado y losas de cimentación) y de la armadura longitudinal de ábacos (forjados reticulares) es la menor entre **2·d y 25 cm**.

La cuantía mínima de la armadura base (inferior más superior) en losas de forjado y de cimentación debe ser

0,85 cm² por metro de ancho, para acero ADN-420 o ADM-420 (III).

0,55 cm² por metro de ancho, para acero AM-500 (IV).

Se permite, de forma opcional, considerar una redistribución (plastificación) de momentos flectores M_z en vanos de hasta un 15% del momento negativo, afectando tanto al armado de los nervios como de los ábacos. Esta redistribución se realiza vano a vano de cada nervio de forma independiente. Para la definición de los 'apoyos' (y por tanto los vanos) se utilizan los **picos** de los momentos negativos de la hipótesis de carga permanente.

Se realizará esta redistribución siempre que el momento máximo positivo sea no menor de ¼ del máximo negativo ni mayor del máximo negativo y existan momentos negativos en ambos extremos (o próximos a cero). No se descenderá la gráfica de aquel extremo en que exista momento positivo.

Vigas, vigas placa y losas nervuradas

Vigas y vigas placa

Las vigas placa son vigas en T. El espesor de las alas no debe ser inferior a 7 cm. El ancho colaborante de la T se fija en el Cuaderno 240. Si son muy esbeltas debe estudiarse el pandeo del ala y el pandeo lateral del alma.

En vigas y almas de vigas placa de más de 1 m de canto, se necesita una armadura de piel con una cuantía no inferior al 8% de la armadura de flexión. En el programa, para vigas y diagonales de canto mayor a un metro, se introduce una armadura de piel formada por redondos separados no más de 30 cm.

Losas nervuradas

Son losas formadas por vigas placa con una separación máxima entre nervios de 70 cm. Sus prescripciones se aplican, en lo posible, a los forjados unidireccionales y reticulares.

Losas nervuradas armadas en una sola dirección

El espesor de la capa de compresión no será inferior a 1/10 de la luz libre entre nervios, ni de 5 cm.

Los nervios deben ser de ancho no menor de 5 cm.

La cuantía geométrica máxima de la armadura de compresión es 1%. La armadura de compresión debe atarse con estribos. En el programa no se considera armadura de compresión en forjados unidireccionales. En forjados reticulares se limita el máximo momento resistible, lo que limita la cuantía de la armadura de compresión de forma similar.

Para poder prescindir de armadura transversal, la sobrecarga no debe superar 2,75 kN/m², el diámetro de la armadura longitudinal no debe superar los 16 mm, la armadura inferior debe ser continua en todo el vano y la tensión de corte debe cumplir $\tau_0 \leq \tau_{011}$.

Losas nervuradas cruzadas

Aplicar lo indicado para losas nervuradas en una dirección.

Si se utilizan métodos simplificados para el cálculo de esfuerzos, no se podrá considerar la rigidez a torsión. Este no es el caso del programa.

En el programa, se prescinde de armadura transversal en los nervios cuando el diámetro de la armadura longitudinal no supera los 16 mm y la tensión de corte cumple que $\tau_0 \leq \tau_{011}$.

Losas con apoyos puntuales

Son losas que apoyan directamente en columnas con o sin capitel de refuerzo y unidas a las columnas de forma articulada o con rigidez a flexión.

Tendrán un espesor mínimo de 15 cm.

Armadura para flexión

El 50% de la máxima armadura de positivos debe llegar a los apoyos.

Seguridad al punzonamiento

La tensión de cortante es

$$\tau_R = \frac{Q_{r,m\acute{a}x}}{u \cdot h_m}$$

donde

$Q_{r,m\acute{a}x}$ es el máximo esfuerzo de cortante transmitido a la columna.

u $u = 1,0 \cdot u_0$ para pilares interiores

$u = 0,6 \cdot u_0$ para pilares de borde

$u = 0,3 \cdot u_0$ para pilares de esquina

u_0 es el perímetro crítico. Es un círculo de radio $r = r_1 + 0,5 \cdot h_m$, siendo r_1 el radio de un círculo de igual área al de la sección del pilar. Para un pilar rectangular, es $r_1 = \sqrt{a \cdot b / \pi}$, aunque si $a > b$, no se debe considerar $a > 1,5 \cdot b$.

h_m es la altura útil de la losa en el perímetro crítico.

Para tener en cuenta la excentricidad de carga, se puede multiplicar por 1,40 el valor de τ_R en las columnas de borde y esquina.

La condición de agotamiento por punzonamiento es:

$$\tau_r > \aleph_2 \cdot \tau_{02}$$

No es necesaria armadura de punzonamiento si se cumple

$$\tau_r \leq \aleph_1 \cdot \tau_{011}$$

donde

$$\aleph_1 = 1,3 \cdot \alpha_s \cdot \sqrt{\mu_g}$$

$$\aleph_2 = 0,45 \cdot \alpha_s \cdot \sqrt{\mu_g}$$

$$\mu_g = \frac{a_s}{h_m} \not\leq 0,5\% \quad ; \quad \mu_g \not\geq 30 \frac{\sigma'_{bk}}{\beta_s} \quad ; \quad \mu_g \not\geq 1,5\%$$

α_s es la media de las cuantías de tracción en la dos direcciones, en cm^2/m .

μ_g es una cuantía expresada en %, con h_m en centímetros.

α_s $\alpha_s = 1,3$ (sólo se utiliza acero ADN-420 y ADM-420 (III) como refuerzos).

Si se necesita armadura de punzonamiento, se dimensionará para $0,75 \cdot Q_{r,\text{máx}}$, y la tensión de la armadura se limita a $\beta_s / \gamma \leq 240 \text{ MPa}$.

Las armaduras de punzonamiento se constituyen por dos perímetros de estribos: el primero situado a $0,7 \cdot h_m$ del pilar, y el segundo situado a $1,2 \cdot h_m$ del pilar.

En el programa se utilizan estos criterios, salvo que en lugar de u , se utiliza la parte del perímetro u_0 interior a la losa y que no posea huecos a menos de $1,5 \cdot h_m$ de la cara del pilar.

Punzonamiento en zapatas

Para las zapatas se siguen criterios análogos, con las siguientes salvedades.

No es de aplicación la cuantía mínima en la zona de punzonamiento, de $\mu_r = 0,5\%$.

El perímetro de punzonamiento tiene un radio $0,5 \cdot h_m$ mayor que en el caso de losas.

Ménsulas cortas

A falta de criterios propios en la normativa argentina, para las ménsulas cortas de hormigón armado se utilizan los criterios de la normativa española EHE.

Elementos comprimidos

Si las dimensiones de un elemento en forma de barra comprimido son b y d , con $b > d$, se tiene:

Pilares (columnas) son aquellos elementos en que $b \leq 5 \cdot d$.

Muros (tabiques) son aquellos elementos en que $b > 5 \cdot d$.

Pilares

Su espesor mínimo será de 20cm si se hormigona in situ verticalmente, o 14cm en el resto de casos. En el programa se avisa, en el chequeo de geometría, cuando un pilar tiene un espesor menor de 20 cm.

Armadura longitudinal

La armadura longitudinal del lado traccionado o menos comprimido debe ser $A_s \geq 0.004 \cdot A_b$. La armadura longitudinal total debe ser $A_s \geq 0.008 \cdot A_{be}$. (A_{be} es la sección de hormigón estáticamente colaborante). En el programa, estas condiciones se sustituyen por $A_s \geq 0.008 \cdot A_b$ (siendo A_b la sección total de hormigón).

La armadura longitudinal total debe ser $A_s \leq 0.09 \cdot A_b$, incluyendo en zonas de solape.

El diámetro mínimo de la armadura longitudinal, d_{sl} , es de 12 mm.

La máxima separación entre barras, es de 30 cm. Como excepción, en pilares de lado mayor $b \leq 40$ cm, puede colocarse una barra en cada esquina.

Armadura de estribos

Su diámetro mínimo será 6 mm, o de 8 mm si $d_{sl} > 20$ mm.

Su separación será $s_{est} \leq \min(b ; d)$; $s_{est} \leq 12 \cdot d_{sl, \min}$.

Las barras longitudinales deben distar no más de $15 \cdot d_{s, est}$ de un estribo.

Muros Resistentes (tabiques)

El espesor mínimo de los muros resistentes de hormigón armado es de 8 cm. En el programa se limita a 10 cm.

La longitud de pandeo, h_k , es $h_k = \beta \cdot h_s$,

donde

h_s es la altura del muro

$\beta = 1,0$ en muros apoyados en dos lados (arriba y abajo).

$= 1/[1+(h_s/3 \cdot b)^2] \geq 0,30$ en muros apoyados en tres lados

$= 1/[1+(h_s \cdot b)^2]$ en muros apoyados en cuatro lados y con $h_s \leq b$.

$= b/2 \cdot h_s$ en muros apoyados en cuatro lados y con $h_s > b$.

En el programa se el caso de muros apoyados arriba y abajo ($\beta = 1,0$), aunque el usuario puede definir el valor de β que considere apropiado.

b es la distancia horizontal entre elementos de apoyo o la longitud horizontal del muro. En el programa es siempre la longitud horizontal del muro.

La armadura longitudinal vertical de muros resistentes de hormigón armado debe cumplir lo indicado para pilares. El diámetro mínimo de la armadura vertical será de 8mm o de 5mm en el caso de mallas AM-500. La máxima separación entre barras, es de 20 cm.

La armadura horizontal, debe tener una cuantía mínima de $0,85 \text{ cm}^2$ por metro de alto (acero ADN-420 o ADM-420) o de $0,55 \text{ cm}^2$ por metro de alto (acero AM-500).

Si la armadura necesaria por cara es mayor o igual al 1%, se deben colocar estribos como en los pilares.

4.6 CIRSOC 201-2005. Estructuras de Hormigón

Este reglamento se utiliza sólo en el primer conjunto de normas argentinas y supone un cambio de gran envergadura con respecto a la precedente CIRSOC 201 de 1982.

Está basado en la norma americana ACI 318-05, mientras que **Tricalc** tiene implementada la más reciente ACI 318M-11. En todo caso, dada la similitud de CIRSOC 201-2005 con ACI 318M-11, se incan a continuación sólo los aspectos en las que ambas normas difieren, remitiéndose al capítulo correspondiente a ACI 318M-11 de este manual para más información.

4.6.1 Durabilidad

Este Reglamento se basa en una vida útil en servicio de 50 años para hormigón sin revestir. El recubrimiento de hormigón establecido para las armaduras no depende de la existencia o no de revestimientos del hormigón. Se establecen para ello las siguientes clases generales de exposición, que producen la corrosión de las armaduras:

Clase		Subclase	Observaciones y ejemplos
A1	No agresiva		Interiores de edificios protegidos de la intemperie. Columnas y vigas exteriores revestidas.
A2	Normal		Interiores de edificios expuestos al aire con HR > 65%. Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual < 1.000 mm.
A3	Clima cálido y húmedo		Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual > 1.000 mm. Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año > 25° C.
CL	Húmedo o sumergido, con cloruros de origen diferente del medio marino		Piscinas sin revestir.
M1	Marino		A más de 1 km. de la línea de marea alta y contacto eventual con aire saturado de sales
M2	Marino	Al aire	A menos de 1 km. de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales
		Sumergido	Sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas.
M3	Marino		En la zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicaduras del mar
C1	Congelación y deshielo	Sin sales fundentes	Superficies expuestas a la lluvia o a atmósferas húmedas. Estructuras que contienen agua o la conducen.
C2	Congelación y deshielo	Con sales fundentes	Pistas de aterrizaje, caminos y tableros de puentes.
Q1	Agresividad química	Moderado	Alteración del hormigón con velocidad lenta (Ver Tablas 2.3 y 2.4)
Q2	Agresividad química	Fuerte	Alteración del hormigón con velocidad moderada (Ver Tablas 2.3 y 2.4) Exposición al agua de mar

Q3	Agresividad química	Muy fuerte	Alteración del hormigón con velocidad rápida (Ver Tablas 2.3 y 2.4)

4.6.2 Materiales

4.6.2.1 Hormigón

A partir de las clases de exposición definidas, se establecen los siguientes requisitos para los hormigones:

Requisito	A1	A2	A3 y M1	CL y M2	M3	C1	C2	Q1	Q2	Q3
Relación $(a/c)_{\min}$										
Hormigón simple	--	--	---	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
$f_{c, \min}$ (MPa)										
Hormigón simple	--	--	--	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45

Se establece las siguientes clases de hormigones:

Clase	f_c' (MPa)	Uso
H-15	15	Hormigón simple
H-20	20	Hormigón simple y armado
H-25	25	Hormigón simple Hormigón armado Hormigón pretensado
H-30	30	
H-35	35	
H-40	40	
H-45	45	
H-50	50	

H-60

60

Para un mismo hormigón, la resistencia especificada, f_c' , según este Reglamento (cuantil 10%) es entre 3 MPa y 5 MPa mayor que el valor de resistencia característica definida la CIRSOC 201-1982 (cuantil 5%). Como ejemplo un H-17 del CIRSOC 201-1982 equivale a un H-20 o mayor del actual CIRSOC 201-2005.

4.6.2.2 Acero

Para barras de acero, se utiliza la siguiente tabla (aunque CIRSOC permite también barras lisas para cercos y zunchos, *Tricalc* no lo contempla):

Designación	ADN 420, ADN 420 S
Superficie	Nervurada (N)
Diámetro nominal, d_b [mm]	6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32, 40
Tensión de fluencia característica, f_y [MPa]	420
Resistencia característica a la tracción, f_u [MPa]	500
Diámetro del mandril de doblado a 180°	$d_b \leq 25 \rightarrow 3,5 \cdot d_b$ $d_b = 32 \rightarrow 5,0 \cdot d_b$ $d_b = 40 \rightarrow 7,0 \cdot d_b$

En el articulado, también se menciona el acero ADN 500, aunque sin reflejar sus características. Para mallas de acero soldado, se utiliza la siguiente tabla:

Designación	Mallas soldadas
	AM 500 N
Superficie	Nervurada (N)
Diámetro nominal, db [mm]	4 y 4,5 para distribución (reparto) 5 a 12 para armadura resistente
Tensión de fluencia característica, fy [MPa]	500
Resistencia característica a la tracción, fu [MPa]	550
Diámetro del mandril de doblado a 180°	4·db

Se permiten por tanto menores diámetros que en ACI 318M-11.

En todo caso, en el programa es posible definir otro acero y otras series de diámetros para barras y mallas.

4.6.3 Especificaciones especiales para diseño sismorresistente

En lugar de basarse en el capítulo 21 de ACI 318, se remite al Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes- INPRES-CIRSOC 103 – Parte II: Construcciones de Hormigón Armado-2005. De momento en **Tricalc** no está implementada esta versión, utilizándose la edición de 1991.

4.6.4 Otras diferencias con ACI 318M-11

Hay pequeñas diferencias en cuanto a separaciones mínimas o máximas o los recubrimientos mínimos que son en CIRSOC algo menores en general.

También hay ligeras diferencias en la comprobación a cortante de las ménsulas cortas. En CIRSOC es:

$$V_n \leq 0,2 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d$$

$$V_n \leq 5,5 \cdot b_w \cdot d$$

4.7 CIRSOC 301-1982 Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Acero para Edificios y CIRSOC 302-1982 Fundamentos de cálculo para los problemas de estabilidad del equilibrio en las estructuras de acero.

Este reglamento se utiliza sólo en el segundo conjuntos de normas argentinas.

4.7.1 Aceros de uso estructural

Se establecen los siguientes tipos de acero a utilizar

Tipo de acero	Tensión límite al de fluencia	Resistencia mínima a la tracción σ_r (MPa)

	σ_F (MPa)	
F-20	200	330
F-22	220	370
F-24	240	420
F-26	260	470
F-30	300	500
F-36	360	520

El acero estructural tiene las siguientes características:

Módulo de Elasticidad longitudinal: $E = 210.000$ MPa.

Módulo de Elasticidad transversal: $G = 81.000$ MPa.

Coeficiente de Poisson en período elástico lineal: $\nu = 0,296$.

Coeficiente de Poisson en período plástico: $\nu = 0,5$.

Coeficiente de dilatación térmica: $0,00012$ m/(m·°C).

Peso específico: $78,5$ kN/m³.

En el programa estos datos se incluyen en las series de perfiles, y por tanto son modificables por el usuario.

La tensión de trabajo del acero es:

Estado triaxial de tensiones

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_y \sigma_z - \sigma_z \sigma_x + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 + \sigma_{III}^2 - \sigma_I \sigma_{II} - \sigma_{II} \sigma_{III} - \sigma_{III} \sigma_I}$$

Estado biaxial (plano) de tensiones:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 - \sigma_I \sigma_{II}}$$

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Acciones a considerar sobre la estructura y método de superposición de las mismas

Entre otros, es válido el criterio de CIRSOC 105 "**Superposición de acciones (combinación de estados de carga)**", que es el adoptado por el programa.

Seguridad de las estructuras de acero

El coeficiente de seguridad γ depende de varios factores:

Recaudos constructivos y modelo de cálculo. Se definen dos clases.

Clase I	El modelo de cálculo es espacial. Los apoyos y empotramientos se construyen tal como se calculan. Se tiene en cuenta la verdadera posición de los elementos (ejes geométricos). El montaje se realizará en lo posible en taller y por personal bien cualificado.
Clase II	Cuando no se cumple alguna de las condiciones de la clase I

Uso de la estructura. Se definen tres clases.

Clase A	Edificios cuyo colapso afecte a la seguridad o salubridad o medios de comunicación y transporte. Edificios pertenecientes a sistemas principales de potabilización y distribución de agua.
Clase B	Edificios públicos y privados en general. Edificios industriales con equipamiento económicamente importante o con muchas personas. Torres o carteles en zonas urbanas. Centros secundarios de comunicación, transporte y agua potable. Centros de generación de energía eléctrica.
Clase C	Edificios industriales de baja ocupación y equipamiento económicamente moderado. Torres y carteles en zonas despobladas. Depósitos secundarios. Instalaciones rurales.

Si se utiliza la recomendación CIRSOC 105, el coeficiente de mayoración es (no se considera admisible una construcción II-A):

Clase de recaudo constructivo	Clase por destino	Coefficiente γ
I	A	1,40
	B	1,30
	C	1,25
II	B	1,40
	C	1,30

Comprobaciones a realizar en el cálculo

Teniendo en cuenta que el programa sólo contempla el cálculo en régimen elástico, se debe comprobar que

$$\sigma_{eq} \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma}$$

La flecha relativa se limita según la siguiente tabla:

Destino	Función del pórtico o viga	Flecha/luz
Clases A y B	Soporte de muros o pilares	1/500
	Soporte de forjados que no soportan muros	1/300
Clase C	Cualquier función	1/200

Reglas de dimensionamiento

En el programa sólo se considera el cálculo elástico. En las ecuaciones que siguen, se utilizan los ejes principales del programa, no los del Reglamento.

Barras a tracción

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

siendo

A el área neta de la sección.

Barras a flexo-tracción

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{\max}}{W_t}$$

siendo

A el área neta de la sección

W_t el módulo resistente de la fibra más traccionada. En el programa sólo se contempla una valor de **W_t** para cada eje (el más desfavorable).

Barras a compresión y flexo-compresión

Véase el apartado de pandeo de barras comprimidas.

Vigas sometidas a flexión simple en un plano

Se adopta como distancia entre apoyos la distancia entre los apoyos; salvo en vigas sobre elementos de mampostería u hormigón, en cuyo caso se tomará la luz libre más un 5%. Este incremento no será menor de 12 cm.

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{z,t}}$$

$$\tau = \frac{Q_y \cdot S_z}{I_z \cdot t} \approx \frac{Q}{A_a}$$

siendo

S_z el momento estático de media sección.

I_z el momento de inercia.

t el espesor del alma

A_a el área del alma en perfiles de forma doble T.

Vigas solicitadas a flexión en dos planos ortogonales

$$\sigma = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

Barras solicitadas a torsión

Se distingue entre torsión libre y torsión con alabeo restringido.

En el caso de torsión libre (es el más habitual)

$$\tau_{\max} = \frac{M_T}{W_T}$$

En el programa no se contempla la torsión con alabeo restringido.

Pandeo de barras comprimidas

Barras rectas axialmente comprimidas

La esbeltez máxima de las piezas comprimidas será $\lambda \leq 250$. En los puentes se limita a $\lambda \leq 200$. En las torres de tendido eléctrico, no se limita.

La longitud de pandeo es $s_k = \beta \cdot s$, siendo s la longitud de la barra, y β un factor que depende de los vínculos reales y de la forma de distribución de la carga.

Se dan prescripciones para el cálculo de β , pero no hay una formulación general. En el programa se siguen los mismos criterios que en el reglamento de hormigón CIRSOC 201.

Barras simples de sección constante sometidas a compresión

$$\frac{N \cdot \omega}{A} \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma}$$

$$\lambda_z = \frac{s_{Kz}}{i_z} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{s_{Ky}}{i_y} \quad ; \quad \lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z)$$

El valor de ω es función de λ y del tipo de acero, según la siguiente tabla (se indica una tabla resumida respecto a la del Reglamento):

Para $\lambda < 20$ se puede considerar $\omega = 1 + 0,05 \cdot (\omega_{20} - 1) \cdot \lambda$, siendo ω_{20} el valor de ω para $\lambda = 20$.

λ	F-20	F-22	F-24	F-26	F-30	F-36
20	1,19	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
30	1,24	1,24	1,25	1,25	1,26	1,26
40	1,30	1,31	1,31	1,32	1,33	1,35
50	1,37	1,38	1,39	1,40	1,43	1,46
60	1,46	1,48	1,50	1,51	1,55	1,61
70	1,57	1,60	1,62	1,65	1,71	1,80
80	1,70	1,74	1,78	1,82	1,90	2,04
90	1,85	1,91	1,96	2,02	2,14	2,34
100	2,03	2,11	2,18	2,25	2,41	2,89
110	2,24	2,33	2,43	2,53	2,92	3,50
120	2,47	2,59	2,78	3,01	3,47	4,17

130	2,72	2,99	3,26	3,53	4,07	4,89
140	2,15	3,47	3,78	4,10	4,73	5,67
150	2,67	3,98	4,34	4,70	5,43	6,51
160	4,12	4,33	4,94	5,33	6,18	7,41
170	4,65	5,11	5,58	6,04	6,97	8,37
180	5,21	5,73	6,25	6,77	7,82	9,38
190	5,81	6,39	6,92	7,55	8,71	10,45
200	6,43	7,08	7,72	8,36	9,65	11,58
210	7,09	7,80	8,51	9,22	10,64	12,77
220	7,78	8,56	9,34	10,12	11,68	14,01
230	8,51	9,36	10,21	11,06	12,76	15,31
240	9,26	10,19	11,12	12,04	13,90	16,67
250	10,05	11,06	12,06	13,07	15,08	18,09

Láminas delgadas de barras comprimidas

Para evitar la abolladura de las láminas que formen un perfil, puede adoptarse una esbeltez h/t no mayor que la indicada a continuación (h es la longitud de la lámina; t es su espesor):

Almas de perfiles en I	para $\lambda \leq 75$	$h/t \leq 45$
	para $\lambda > 75$	$h/t \leq 0,6 \cdot \lambda$

El programa no realiza esta comprobación.

Barras rectas de sección constante solicitadas a compresión axil y flexión

Además de las comprobaciones de resistencia, se debe cumplir

$$\frac{N \cdot \omega}{A} + \frac{M}{W} \leq \sigma_{adm}$$

donde ω es el coeficiente de pandeo **en el plano de los momentos**.

Si la barra no es simétrica, W es el módulo resistente de la parte comprimida. Si además, el centro de gravedad de la sección está más cerca de la fibra comprimida (con lo que $W_c > W_t$), también se debe cumplir

$$\frac{N \cdot \omega}{A} + \frac{300 + 2 \cdot \lambda}{877} \frac{M}{W_t} \leq \sigma_{adm}$$

esta comprobación no es realizada por el programa.

Si el valor de M no es constante en la pieza, en esta comprobación se debe introducir:

Si el máximo momento, M_{max} , no se produce en los extremos de la pieza, $M = M_{max}$.

Si el máximo momento se produce en uno de los extremos de la pieza ($M_{max} = M_1 > M_2$):

Si la estructura es traslacional, $M = M_{max}$.

Si la estructura es intraslacional y M_1 y M_2 son del mismo signo, $M = 0,5 \cdot (M_1 + M_2)$.

Si la estructura es intraslacional y M_1 y M_2 son de distinto signo, $M = 0,5 \cdot (M_{max})$.

En caso de flexión en dos planos, ω corresponde al de menor radio de giro.

Pandeo lateral de vigas, seguridad frente al pandeo lateral en vigas de sección I.

Este apartado contempla el estudio de la flexión en el plano del alma, que produce torsión y flexión lateral (en el plano de las alas).

Si el radio de giro i_z del cordón comprimido es mayor que la longitud de la barra dividido por 40, no es necesario comprobar el pandeo lateral. La expresión es:

$$i_z = \sqrt{\frac{b^3 \cdot t_f + t_w^3 \cdot h_w / 5}{12(b \cdot t_f + t_w \cdot h_w / 5)}} < \frac{L}{40} \quad ; \quad h_w = h - 2 \cdot t_f$$

siendo

b es el ancho de la sección

h es su canto

t_f es el espesor de las alas

t_w es el espesor del alma

h_w es la longitud del alma

Pandeo del alma en las vigas de alma llena

El pandeo del alma en vigas de alma llena se manifiesta mediante la abolladura del alma. Se produce cuando se alcanza la tensión de abolladura. La comprobación es idéntica a la indicada en la norma española 3.4.6. de NBE-EA-95.

4.8 Resistencia al fuego de la estructura

Para la resistencia al fuego de la estructura se adoptan las siguientes normativas de otros países:

- Para los elementos de hormigón armado y en masa así como para los muros de fábrica, la norma estadounidense ACI 216.1M-07 / TMS-216-07 (“Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies”). Véase el capítulo 5 “Normativa ACI 318M-11” de este Manual de Normativas para más información.
- Para los elementos de acero, los Eurocódigos Estructurales, EN 1993-1-2:2005 + AC:2009. Véase el capítulo “I Eurocódigos Estructurales” de este Manual de Normativas para más información.
- Para los elementos de madera, la norma estadounidense AF&PA/ASCE Estándar 16-95.

5 AISC 360-16 y AISI S100-16

5.1 Introducción

Se comenta en este anexo la implementación que se recoge en **Tricalc** de las normas de Estados Unidos referentes a acero estructural:

- **ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings**, de la AISC (American Institute of Steel Construction), en su edición de 7 de julio de 2016. Sustituye en el programa a 360-10 de la edición de 22 de junio de 2010.
- **AISI S100-16. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members**, de la AISI (American Iron and Steel Institute (AISI), de la edición de 2016. Sustituye en el programa a la edición de 2010 de la misma norma.

En ambos casos, se ha implementado su versión LFRD (Load and Resistance Factored Design) y con el sistema internacional de unidades (SI).

En la definición de combinaciones de acciones, se sigue la norma **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures** de la ASCE (American Society of Civil Engineers), ASCE/SEI 7-10.

Se realizan las comprobaciones de AISC 360 para barras de acero de secciones no conformadas abiertas cuando se selecciona la normativa **USA-Internacional**, **México-USA** o **Chile-USA** en la caja de diálogo de **Archivo>Preferencias....** También se utiliza esta norma para la comprobación y armado de las vigas mixtas, cuando se selecciona la normativa **USA-Internacional**, **México-USA**, **México-DF**, **Argentina 2005**, **Brasil** o **Chile-USA**.

Se realizan las comprobaciones de AISI S100 para barras de acero de secciones conformadas abiertas cuando se selecciona la normativa **USA-Internacional**, **México-USA**, **México-DF** o **Chile-USA** en la caja de diálogo de **Archivo>Preferencias....**

5.1.1 Resistencia al fuego de la estructura

La resistencia al fuego de la estructura no está contemplada en AISC 360 o AISI S100, por lo que se adopta el Eurocódigo Estructural: **EN 1993-1-2:2005 + AC:2009**, para las barras de acero y **EN 1994-1-2** (complementado con **ACI 216.1M-07**) para las vigas mixtas. Véase el capítulo 9 “Eurocódigos Estructurales” de este Manual de Normativas para más información.

5.1.2 Materiales

Cuando se selecciona la normativa adecuada, se permite seleccionar los siguientes tipos de acero:

Denominación	Fy (Minimum Yield Stress)
A36	250 MPa (≅36 ksi)
G-42	290 MPa (≅42 ksi)
G-50	345 MPa (≅50 ksi)
G-55	380 MPa (≅55 ksi)
G-60	415 MPa (≅60 ksi)
G-65	450 MPa (≅65 ksi)

Para cambiar entre los distintos sistemas de unidades se utiliza la conversión:

1ksi = 6.896 MPa = 70.31kgf/cm²

En el programa pueden utilizarse cualquier otro tipo de acero distintos de los anteriores, especificando la resistencia en la opción **OTROS** de las cajas de diálogo de la función **Materiales....**

Los comentarios del apartado A3.1 de AISC 360-16 limitan la aplicación de esta norma a aceros con $F_y \leq 690$ MPa.

5.1.2.1 Vigas mixtas

El hormigón y las armaduras se definen en consonancia con la norma de hormigón (ACI 318M en el caso de USA-Internacional).

El apartado I1.3 establece las siguientes limitaciones:

- El hormigón será tal que $21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 69 \text{ MPa}$ para hormigón de peso normal
- El acero estructural tendrá $F_y \leq 525 \text{ MPa}$
- El acero de las armaduras tendrá $F_y \leq 550 \text{ MPa}$

5.1.3 Tipos de Cargas

En el capítulo 2 de ASCE/SEI 7-10 se especifican los diferentes tipos de cargas a considerar, y las combinaciones de cargas para obtener la máxima carga factorizada. Los tipos de carga especificados son:

-
- D** Cargas muertas o permanentes
 - L** Cargas vivas debidas a uso o equipamientos móviles
 - Lr** Cargas vivas del tejado
 - W** Carga de viento
 - S** Carga de nieve
 - E** Carga de la acción sísmica
 - F** Presión hidrostática de fluidos
 - H** Empuje de terrenos con o sin agua
 - R** Carga debida a la lluvia o al hielo
 - T** Carga de temperatura, retracción
-

Los tipos de carga anteriores se incorporan en **Tricalc** de la siguiente forma:

-
- D** Todas las cargas definidas en la hipótesis o caso de carga 0.
 - L, Lr** Todas las cargas definidas en la hipótesis o casos de carga 1, 2 y 9, 10.
 - W** Todas las cargas definidas en las hipótesis o casos de carga 3, 4, 25 y 26.
 - E** Todas las cargas definidas en las hipótesis o casos de carga 5, 6, 7, 8 y 24.
 - S** Todas las cargas definidas en la hipótesis o caso de carga 22.
 - T** Todas las cargas definidas en la hipótesis o caso de carga 21.
 - R** No se considera una hipótesis específica para este tipo de carga, pudiéndose utilizar alguna de las hipótesis del tipo L o S.
-

F, H No se considera una hipótesis específica para estos tipos de carga, asimilándose a una carga permanente de tipo D.

En el apartado 9.2 de ACI 318M-11 (y ASCE/SEI 7-10) se establecen las siguientes combinaciones básicas de cargas para obtener la carga mayorada (factorizada) más desfavorable:

$$1.4D \quad (1)$$

$$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (2)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + ([0.5, 1.0]L \text{ o } 0.5W) \quad (3)$$

$$1.2D \pm 1.0W + [0.5, 1.0]L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (4)$$

$$1.2D \pm 1.0E + [0.5, 1.0]L + 0.2S \quad (5)$$

$$0.9D \pm 1.0W \quad (6)$$

$$0.9D \pm 1.0E \quad (7)$$

En ASCE/SEI 7, 2.4.1 se establecen las siguientes combinaciones básicas de cargas sin mayorar (sin factorizar), para la comprobaciones de tensiones máximas admisibles, como el caso de la tensión admisible del terreno en cimentaciones (estas combinaciones equivalen a las anteriores con todos los coeficientes de mayoración iguales a 1.0):

$$D$$

$$D + F + T + L + H + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$D + (W \text{ o } E)$$

$$D + L + (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (W \text{ o } E)$$

En los comentarios al Apéndice C de ASCE/SEI 7-10, se establecen las siguientes combinaciones para los Estados Límite de Servicio:

$$1.0D + 1.0L \quad (CC-1a)$$

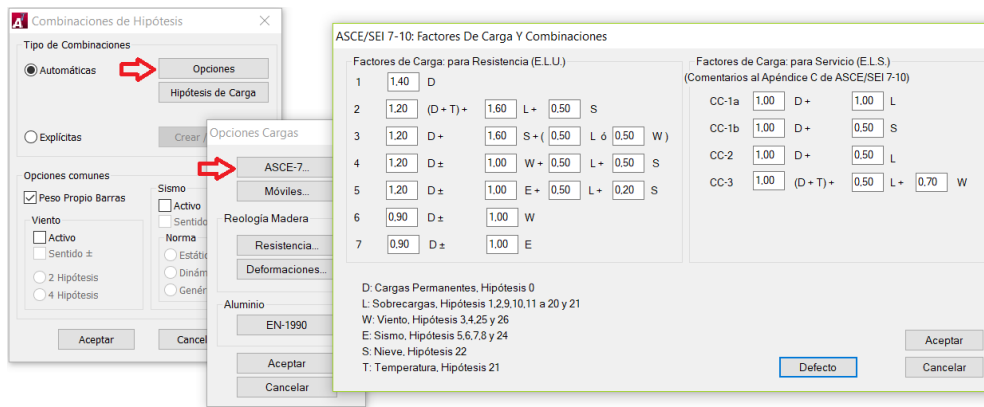
$$1.0D + 0.5S \quad (CC-1b)$$

$$1.0D + 0.5L \quad (CC-2)$$

$$1.0(D + T) + 0.5L + 0.7W_a \quad (CC-3)$$

Las dos primeras se establecen para los efectos de corta duración (integridad y confort), la tercera para los efectos a largo plazo (apariencia) y la última corresponde a los efectos de corta duración de desplazamiento horizontal (deriva o desplome), siendo **W_a** el viento para condiciones de servicio, que puede estimarse en un 70% del viento de cálculo.

Si en la caja de diálogo **Cargas > Opciones...**, se pulsa el botón **Opciones...** y seguidamente en **ASCE 7...**, se representa la siguiente caja con los factores de carga y combinaciones que realiza el programa:



El usuario puede definir los factores de carga de cada una de las 7 combinaciones definidas en ASCE/SEI 7-10. Los valores por defecto para ELU son los especificados en ACI 318M-11, sin considerar las especificaciones para ciertos tipos de edificios, para valores altos de sobrecargas y para cargas de impacto, que deberán ser definidos por el usuario.

ACI 318M-11, apartado 9.2, especifica que el factor de carga de las cargas de tipo **L** en las combinaciones 3, 4, 5 será 1.0 en garajes, lugares de reunión y todos los casos en los que las sobrecargas **L** sean mayores de 4,8 kN/m².

En las anteriores combinaciones, se presupone que las acciones de viento (**W**) y sismo (**E**), son de cálculo (ya mayoradas o factorizadas). Si fueran valores de características o de servicio, los factores que les afectan deberían modificarse de forma que queden:

$$1.4D \quad (1)$$

$$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (2)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + ([0.5, 1.0]L \text{ o } \mathbf{0.8W}) \quad (3)$$

$$1.2D \pm \mathbf{1.6W} + [0.5, 1.0]L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (4)$$

$$1.2D \pm \mathbf{1.4E} + [0.5, 1.0]L + 0.2S \quad (5)$$

$$0.9D \pm \mathbf{1.6W} \quad (6)$$

$$0.9D \pm \mathbf{1.4E} \quad (7)$$

A título de ejemplo, las acciones de viento y sismo de las normas mexicanas del Distrito Federal son de servicio; mientras que el sismo proveniente de la norma colombiana NSR-10 son mayoradas.

Los Parámetros nacionales por país de la norma USA-Internacional permiten definir, para cada país, el valor por defecto de estos coeficientes.

ASCE/SEI 7 especifica que siempre es necesario considerar el sentido positivo y negativo en las combinaciones viento o sismo. En **Tricalc** existen opciones en la caja de diálogo de **Cargas>Opciones...** que permiten activar o desactivar la opción **Viento ±** y **Sismo ±**.

La hipótesis 23 de carga accidental NO se utiliza en las combinaciones de ACI 318 o ASCE/SEI 7.

Con la función **Resultados > Listados > Esfuerzos > Combinaciones** podrá obtener las combinaciones de carga que realiza el programa en función de los parámetros definidos en cada estructura.

5.1.4 Aplicaciones sísmicas

De acuerdo con el apartado A1.1 de AISC 360-16, para aplicaciones sísmicas rigen en general las especificaciones de "ANSI/AISC 341 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". De ellas, el programa implementa el diseño por capacidad indicado a continuación (apartado E3.4a de ANSI/AISC 341-16).

5.1.4.1 Diseño por capacidad de nudos de pórticos

En nudos de pórticos de acero resistentes a flexión con sismo (salvo los de última planta), en estructuras con SDC (Seismic Design Category: Categoría de Diseño Sísmico) D, E o F, debe garantizarse una resistencia mínima a flexión de las columnas. Es decir: en esos nudos debe cumplirse que

$$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pb}^* > 1,0$$

Siendo:

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \cdot (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma 1,1 \cdot R_y \cdot F_{yb} \cdot Z_b$$

ΣM_{pc}^*	suma de los momentos resistentes de los pilares en el nudo
ΣM_{pb}^*	suma de los momentos resistentes de las vigas en el nudo de sentido contrario al de los pilares
A_g	área bruta de la sección de la columna
F_{yb}	límite elástico mínimo de las vigas
F_{yc}	límite elástico mínimo de las columnas
P_{uc}	resistencia a compresión requerida (axil existente) de la columna incluida la amplificación del sismo
R_y	relación entre el límite de cedencia esperado y el mínimo especificado (F_y). A falta de ensayos, su valor es función del tipo de acero, siendo igual a 1,1 en los aceros más comúnmente empleados
Z_b	módulo resistente plástico de la viga
Z_c	módulo resistente plástico de la columna

Es lo que en general se denomina “diseño por capacidad”. En el programa, este tipo de diseño es opcional, pudiéndose también modificar ese factor 1,0. En el listado e informe de comprobación de los pilares se indica el momento mínimo que debe resistir el pilar en ambos ejes por causa de esta comprobación.

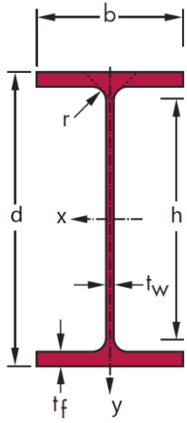
5.2 ANSI/AISC 360-16

5.2.1 Comprobación y revisión de barras de acero

En los capítulos a continuación se comentan las comprobaciones realizadas en el programa, en cada uno de los apartados correspondientes a cada tipo de esfuerzo.

Las secciones tubulares, tanto circulares como rectangulares, entran dentro del campo de aplicación tanto de AISC 360 como de AISI S100. En **Tricalc** se abordan según AISC 360.

El sistema de ejes de esta norma, así como su nomenclatura, es diferente del utilizado en **Tricalc** y en otras normativas.



5.2.1.1 Clasificación de las secciones para el pandeo local

Para **compresión**, las secciones se clasifican en esbeltas y no esbeltas, en función de que la relación ancho / espesor de alguna de sus partes supere o no λ_r (véase la Tabla B4.1.a en la norma).

Para **flexión**, las secciones se clasifican en compactas, no compactas y esbeltas. Si la relación ancho / espesor de alguna parte comprimida supera λ_r , la sección es esbelta; si por el contrario alguna supera λ_p , la sección es no compacta; en caso contrario, será compacta (véase la Tabla B4.1.b en la norma).

5.2.1.1.1 Elementos de la sección no rigidizados

El ancho **b** o **h** de cada elemento de la sección se mide:

- En alas de secciones en I o T, es $\frac{1}{2}$ del ancho total de la sección: $b = b_f / 2$
- En alas o patas de U, Z, L, es el ancho nominal de la sección
- En chapas o platabandas, es la distancia entre el borde libre y la primera línea de tornillos o soldaduras
- En almas de T, es la altura total de la sección: $h = d$

5.2.1.1.2 Elementos de la sección rigidizados

El ancho **b** o **h** de cada elemento de la sección se mide:

- En almas de secciones laminadas o conformadas en I, h es la altura plana del alma
- En almas de secciones soldadas o atornilladas en I, h es la distancia entre filas de tornillos o la distancia interior entre alas si es soldada
- En secciones tubulares rectangulares (HSS), b o h es la parte plana del ala o alma. Si se desconoce el radio de acuerdo, será el ancho o canto total menos 3 veces el espesor de cálculo

5.2.1.2 Elementos a tracción

La resistencia de cálculo a tracción, $\phi_t \cdot P_n$, se establece en el Capítulo D de la norma. Será la menor entre la resistencia por fluencia de la sección bruta y la resistencia por rotura de la sección neta efectiva:

- Fluencia

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad \phi_t = 0,90 \quad (D2-1)$$

- Rotura

$$P_n = F_u \cdot A_e \quad \phi_t = 0,75 \quad (D2-2)$$

El factor de aprovechamiento será entonces

$$P_u / (\phi_t \cdot P_n) \leq 1$$

siendo

P_n resistencia axial nominal.

A_g Area bruta de la sección

A_e Area neta efectiva de la sección

F_y Mínima tensión elástica correspondiente al material seleccionado, y definida en **Cálculo > Secciones Acero>Materiales...**

La limitación recomendada de esbeltez $\lambda = kL/r$ que establece AISC 360 en sus comentarios para barras a tracción tiene un valor igual a 300. El usuario definirá este valor en la caja de diálogo **Cálculo>Secciones Acero>Opciones...**

El valor de P_n y del factor de aprovechamiento se representa en el informe completo de comprobación de secciones en la fila P_{nT} .

5.2.1.3 Elementos a compresión

El programa aplica el capítulo E de AISC 360 para realizar esta comprobación.

La resistencia de cálculo a compresión, $\phi_c \cdot P_n$, será la menor entre la resistencia por pandeo local (LB o Lateral Buckling), pandeo por flexión (FB o Flexural Buckling), pandeo por torsión (TB o Torsional Buckling) y pandeo por flexotorsión (FTB o Flexural Torsional Buckling).

Para este capítulo,

$$\phi_c = 0,90$$

En función de la forma y la clasificación de la sección, las comprobaciones a realizar se indican en la siguiente tabla (respecto a la indicada en la norma, se han eliminado los casos no contemplados en **Tricalc**, como el de secciones en I monosimétricas):

Tabla Nota E1.1. Secciones del capítulo E a considerar

Sección transversal	No esbelta		Esbelta	
	Apartado	Tipo de pandeo	Apartado	Tipo de pandeo
I o H bisimétrica	E3	FB	E7	LB
	E4	TB		FB
				TB
U	E3	FB	E7	LB
	E4	FTB		FB
				FTB
Tubo rectangular Tubo circular	E3	FB	E7	LB
				FB
T	E3	FB	E7	LB
	E4	FTB		FB
				FTB
L	E5		E5	
Rectangular maciza Circular maciza	E3	FB	N/A	N/A

Otras secciones asimétricas	E4	FTB	E7	LB FTB

La limitación recomendada de esbeltez $\lambda = KL/r = L_c/r$ que establece AISC 360 para barras a compresión tiene un valor igual a 200. El usuario definirá este valor en la caja de diálogo **Cálculo>Secciones Acero>Opciones....**

El valor de P_n y del factor de aprovechamiento se representa en el informe completo de comprobación de secciones en función del tipo de pandeo en las filas P_{nLB} , P_{nFB} , P_{nTB} , P_{nFTB} .

Véanse los apartados de la norma referidos en la tabla para más información.

5.2.1.4 Elementos a flexión

En el Capítulo F de AISC 360 se estudia la resistencia a flexión simple en uno de los ejes principales de la sección.

La resistencia de cálculo a flexión, $\phi_b \cdot M_n$, será la menor entre la resistencia por fluencia elástica/plástica (Y de Yielding y CFY de Compressed Flange Yielding), por pandeo lateral-torsional (LTB de Lateral Torsional Buckling), pandeo local del ala (FLB de Flange Local Buckling), pandeo local del alma (WLB de Web Local Buckling), fluencia del ala a tracción (TFY de Tension Flange Yielding), pandeo local de una pata de L (LLB de Leg Local Buckling) o pandeo local (LB de Local Buckling).

Para este capítulo,

$$\phi_b = 0,90$$

En función de la forma y la clasificación de la sección, las comprobaciones a realizar se indican en la siguiente tabla (respecto a la indicada en la norma, se han eliminado los casos no contemplados en **Tricalc**, como el de secciones en I monosimétricas):

Tabla Nota F1.1. Secciones del capítulo F a considerar

Sección transversal	Apartado	Esbeltez (clase)		Tipo de pandeo
		Alas	Alma	
I o H bisimétrica Secciones en U Eje fuerte	F2	Compactas	Compacta	Y, LTB
I o H bisimétrica Eje fuerte	F3	No Compacta, Esbelta	Compacta	LTB, FLB
I o H Eje fuerte	F4	cualquiera	Compacta, No Compacta	CFY, LTB, FLB, TFY
	F5	cualquiera	Esbelta	CFY, LTB, FLB, TFY
I o H, U Eje débil	F6	cualquiera	N/A	Y, FLB

Tubo rectangular	F7	cualquiera	cualquiera	Y, FLB, WLB, LTB
Tubo circular	F8	N/A	N/A	Y, LB
T	F9	cualquiera	N/A	Y, LTB, FLB, WLB
L	F10	N/A	N/A	Y, LTB, LLB
Rectangular maciza, Circular maciza	F11	N/A	N/A	Y, LTB
Otras secciones asimétricas	F12	N/A	N/A	Todos

Véanse los apartados de la norma referidos en la tabla para más información.

Para secciones unisimétricas con todos los momentos del mismo signo, y para secciones bisimétricas, se define, para cada eje de flexión

$$C_b = (12,5 \cdot M_{\max}) / (2,5 \cdot M_{\max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C) \quad (F1-1)$$

siendo

C_b Factor modificador por pandeo lateral-torsional para gráficas de momentos no uniformes.

$M_{\max}$ Máximo momento entre apoyos, en valor absoluto

M_A Momento a $1/4$ de la luz entre apoyos, en valor absoluto

M_B Momento a $1/2$ de la luz entre apoyos, en valor absoluto

M_C Momento a $3/4$ de la luz entre apoyos, en valor absoluto

Para voladizos, $C_b = 1,0$

El valor de M_n , el del factor de aprovechamiento y otros parámetros, se representan en el informe completo de comprobación de secciones en función del tipo de pandeo y el eje en estudio.

5.2.1.5 Comprobación a cortante

El Capítulo G de AISC 360 cubre el cortante en el plano del alma de secciones uni o bisimétricas; secciones en L; tubos estructurales y cortante en el eje débil de secciones uni o bisimétricas.

La resistencia de cálculo a cortante, $\phi_v \cdot V_n$, se calcula de acuerdo a este Capítulo.

Para todo este capítulo $\phi_v = 0,90$, salvo en el caso de almas de secciones en I o H laminadas con $h / t_w \leq 2,24 \cdot (E / F_y)^{0,5}$, en el que $\phi_v = 1,0$.

Cuando sea necesario, la forma de la sección lo permita, y se seleccione en las Opciones de Comprobación que se compruebe la abolladura del alma, el programa calculará los rigidizadores transversales necesarios, de acuerdo con el apartado G2.2.

El valor de V_n y del factor de aprovechamiento se representa en el informe completo de comprobación de secciones en las filas $V_{n,z}$ y $V_{n,y}$.

5.2.1.6 Comprobación a torsión y esfuerzos combinados

En el Capítulo H se indican las comprobaciones a realizar por torsión y combinación de axil, flexión, cortante y torsión.

5.2.1.6.1 Axil más flexión

La comprobación de axil combinado con flexión uniaxial o biaxial se realiza de acuerdo con los apartados H1 y H2 de la norma AISC 360. En el informe completo de comprobación se indica su resultado en la línea **N + M_y + M_z**.

5.2.1.6.1.1 Secciones unisimétricas y bisimétricas sometidas a axil y flexión

La comprobación a realizar es:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (\text{H1-1.a})$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2 \Rightarrow \frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (\text{H1-1.b})$$

En el caso de compresión, $P_c = \phi_c \cdot P_n$; mientras que en el caso de tracción, $P_c = \phi_t \cdot P_n$.

Siendo

P_r axil requerido (axil existente de cálculo).

P_c axil disponible de cálculo (axil resistente).

M_r momento flector requerido

M_c momento flector disponible de cálculo; $M_c = \phi_b \cdot M_n$

5.2.1.6.1.2 Secciones laminadas, bisimétricas y compactas sometidas a compresión y flexión uniaxial en el eje fuerte

En este caso, se deberá comprobar, además, el pandeo fuera del plano de flexión:

$$\frac{P_r}{P_{cy}} \left(1,5 - 0,5 \frac{P_r}{P_{cy}} \right) + \left(\frac{M_{rx}}{C_b \cdot M_{cx}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{H1-3})$$

Siendo

P_r axil requerido (axil existente de cálculo).

P_{cy} axil de compresión resistente para la flexión fuera del plano

C_b reductor por pandeo lateral-torsional de acuerdo con el Capítulo F

M_{cx} resistencia a pandeo lateral-torsional por flexión en el eje fuerte, de acuerdo con F y considerando $C_b = 1$

5.2.1.6.1.3 Resto de secciones sometidas a flexión y axil

En este caso, debe realizarse una comprobación tensional en el punto más desfavorable de la sección, de acuerdo con el apartado H2 de AISC 360.

5.2.1.6.2 Secciones sometidas a torsión acompañada o no de axil, cortante y flexión uniaxial o biaxial

La comprobación de torsión combinada con axil, cortante y flexión uniaxial o biaxial se realiza de acuerdo con el apartado H3 de la norma AISC 360. En el informe completo de comprobación se indica su resultado en la línea **N + M + V + T**.

En este apartado también se define la comprobación a torsión simple en ausencia de otros esfuerzos, cuyo resultado aparece en el listado completo de comprobación en las líneas **T_n** y **M_x / T_c**.

5.2.1.6.2.1 Resistencia a torsión

La resistencia a torsión de cálculo, $T_c = \phi_T T_n$, debida a fluencia por torsión y pandeo torsional es:

$$\begin{aligned} \phi_T &= 0,90 \\ T_n &= F_{cr} \cdot C \end{aligned} \quad (\text{H3-1})$$

Siendo

C constante torsional (módulo resistente a torsión)

F_{cr} Tensión crítica de pandeo, calculada en base a la forma y dimensiones de la sección

5.2.1.6.2.2 Resistencia conjunta a torsión, axil, flexión y cortante

Cuando $T_r > 0,20 \cdot T_{c,}$, se cumplirá que:

$$P_r / P_c + M_r / M_c + (V_r / V_c + T_r / T_c)^2 \leq 1 \quad (H3-6)$$

Siendo

P_r axil requerido (axil actuante de cálculo)

P_c = $\phi \cdot P_n$; axil resistente de cálculo, de acuerdo con el Capítulo D o E de la norma

M_r momento actuante de cálculo

M_c = $\phi_b \cdot M_n$; momento resistente de cálculo, de acuerdo con el Capítulo F de la norma

V_r cortante actuante de cálculo

V_c = $\phi_v \cdot V_n$; cortante resistente de cálculo, de acuerdo con el Capítulo G de la norma

T_r torsión actuante de cálculo

T_c = $\phi_T \cdot T_n$; torsión resistente de cálculo, de acuerdo con el apartado H3.1 de la norma

5.2.2 Comprobación y revisión de vigas mixtas de acero y hormigón

En los capítulos a continuación se comentan las comprobaciones realizadas en el programa, en cada uno de los apartados correspondientes a cada tipo de esfuerzo.

Las vigas mixtas se calculan de acuerdo al capítulo I de la AISC 360. La parte de hormigón de las vigas mixtas respetarán, en lo que no contradiga a AISC 360, lo estipulado en la norma de hormigón ACI 318M-11, aunque no se contemplará 7.8.2 (núcleos de acero), 10.13 (elementos mixtos comprimidos) ni 21 (sismo).

De los procedimientos para el cálculo de la resistencia nominal de las secciones mixtas indicados en el apartado I1.2, el programa utiliza el método de distribución plástica de tensiones, basado en:

- El acero (estructural y de armar) alcanza una tensión F_y en compresión o tracción
- El hormigón comprimido alcanza una tensión $0,85 \cdot f'_c$.
- El hormigón en tracción no se considera.

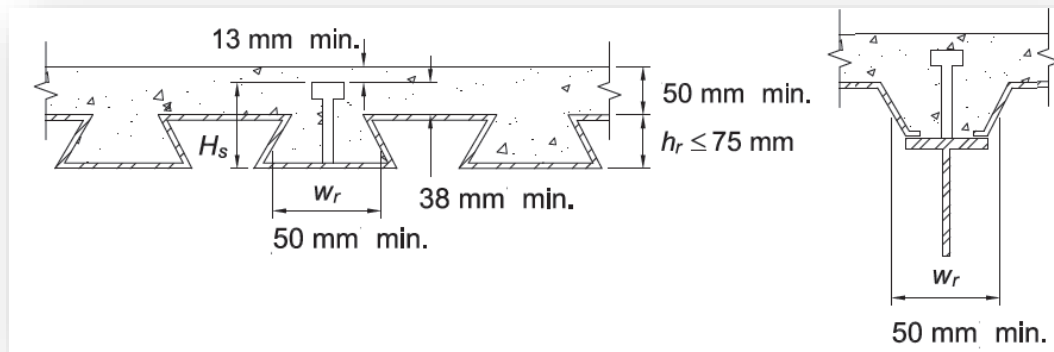
Adicionalmente, el programa respeta las siguientes consideraciones:

- No se considera la contribución de la chapa de los forjados de chapa.
- Sólo se considera la compresión en las armaduras si están atadas con estribos

5.2.2.1 Vigas mixtas con forjados de chapa

Se deben cumplir los siguientes requisitos:

- La altura de los nervios será no mayor de 75 mm.
- El ancho medio del nervio, w_r , será $w_r \geq 50$ mm, pero a efectos de cálculo, no mayor que la distancia al borde superior de la chapa.
- La losa se conectará a la viga metálica con conectores (pernos) soldados de $\phi \leq 19$ mm. Serán soldados a través de la chapa o directamente al perfil.
- Los conectores deben sobresalir no menos de 38 mm de la cara superior de la chapa y distar no menos de 13 mm de la cara superior de la losa.
- La losa de hormigón tendrá un espesor sobre la chapa no menor de 50 mm.
- Si los nervios de la chapa son ortogonales a la viga, el hormigón situado en los senos de la chapa será despreciado a efectos resistentes y de cálculo de A_c . Sin embargo, si los nervios son paralelos a la viga, se puede contar con toda la sección de hormigón a efectos resistentes y de cálculo de A_c .



Si alguna de estas condiciones no se cumple, se emitirá el correspondiente mensaje de error al calcular la viga mixta.

5.2.2.2 Flexión

En el programa se admite solo el caso de perfiles en I no embebidos con pernos metálicos con cabeza como conectores de cortante.

5.2.2.2.1 Ancho eficaz de la cabeza de hormigón

De acuerdo con el apartado I3.1.a, a cada lado del eje de la viga se toma un ancho de losa no mayor de:

- $L/8$, siendo L la luz entre ejes de apoyos de la viga
- $1/2$ de la distancia entre ejes de vigas adyacentes
- La distancia al borde de la losa

En el programa el usuario define un ancho 'nominal' de esta cabeza, que es el que aparece en la vista 3D de la estructura o en los planos de la viga mixta y es utilizado para calcular la rigidez de la viga (para el cálculo de esfuerzos de la estructura).

En el cálculo de la resistencia a flexión de la viga mixta, el programa considera un ancho (tanto para el hormigón como para las armaduras a tener en cuenta) no mayor de ese ancho nominal ni mayor de $L/8$, siendo L la luz entre ejes de apoyos de la viga.

Se considera que la inercia efectiva de la viga mixta, I_{eff} , es un porcentaje de la inercia equivalente, I_{eq} , de la viga mixta. Para ello, el usuario define un porcentaje del módulo de Young del hormigón a considerar.

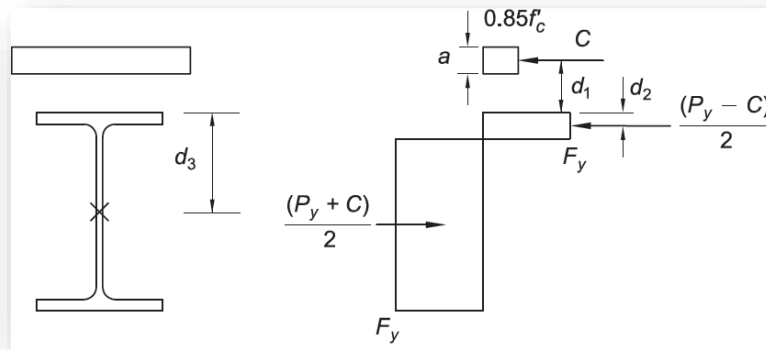
5.2.2.2.2 Resistencia a flexión positiva

La resistencia a flexión positiva, $\phi_b \cdot M_n$, debida a la fluencia del material, con $\phi_b = 0,90$, puede calcularse con la distribución plástica de tensiones (y siendo indiferente si la construcción es apuntalada o no) si en el perfil metálico se cumple que:

$$h / t_w \leq 3,76 \cdot (E / F_y)^{0,5}$$

Esta condición corresponde al límite entre alma de la sección no compacta y esbelta a flexión de la tabla B4.1.b, por lo que en el programa se verifica que el perfil metálico sea no esbelto.

La distribución de tensiones en flexión positiva sería (figura C-I3.3 de AISC 360-10):



La compresión en la cabeza de hormigón, C , será la menor entre:

$$C = A_s \cdot F_y$$

$$C = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_c + A_{sr} \cdot F_{yr}$$

$$C = \Sigma Q_n$$

Siendo

A_s área de la sección de acero

A_{sr} área de la armadura de compresión

ΣQ_n suma de las resistencias a rasante de los conectores de cortante situados entre el punto de momento positivo máximo y el de momento nulo

b ancho efectivo de la losa de hormigón

De esta forma cuando el valor de C sea menor de $0,85 \cdot f_c' \cdot A_c + A_{sr} \cdot F_{yr}$, la profundidad de la cabeza de compresión (' a ' en la figura) será menor que la altura de la losa.

Se define entonces la **eficacia de la acción mixta**, que será parcial cuando la ecuación ($C = \Sigma Q_n$) sea la crítica, y que se evalúa como $\Sigma Q_n / F_y \cdot A_s$, que no debería ser menor del 50%.

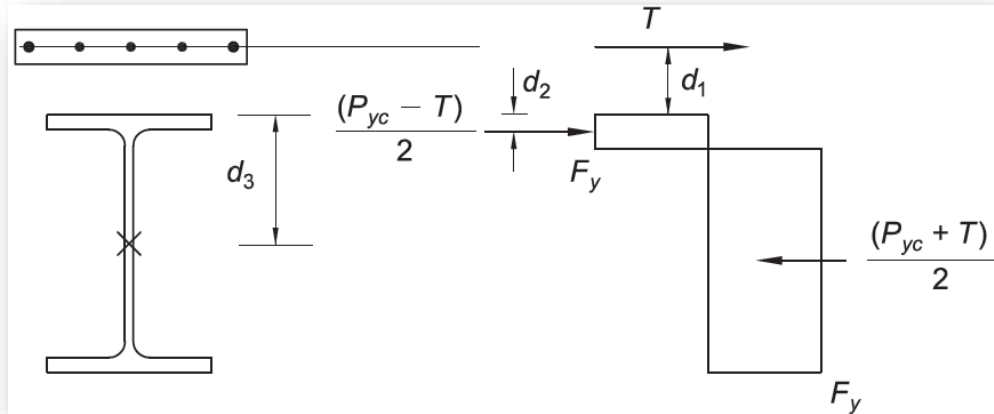
En el programa se denomina eficacia de la **conexión de cortante**, y es un dato que fija el usuario, no pudiendo definirse, para esta norma, valores menores del 50%. En función de dicho dato, se dimensionan los conectores de cortante.

5.2.2.2.3 Resistencia a flexión negativa

La resistencia a flexión negativa, $\phi_b \cdot M_n$, debida a la fluencia del material, con $\phi_b = 0,90$, puede calcularse con la distribución plástica de tensiones si se cumple que:

- La sección es compacta y está suficientemente arriostrada
- Hay conectores entre acero y hormigón en esa zona
- Las armaduras de negativos en la zona de ancho efectivo están ancladas convenientemente

Todo ello se cumple en el programa. La distribución de tensiones en flexión negativa sería (figura C-I3.4 de AISC 360-10):



La tracción en la armadura de negativos, T , será la menor entre:

$$T = A_r \cdot F_{yr}$$

$$T = \Sigma Q_n$$

Siendo

A_r área de las armaduras ancladas en el ancho eficaz de la losa

F_{yr} límite elástico de las armaduras

ΣQ_n suma de las resistencias a rasante de los conectores (pernos o perfiles en U) situados entre el punto de momento negativo máximo y el de momento nulo

5.2.2.3 Cortante

De acuerdo con el apartado I4.2, la resistencia a cortante de la viga mixta no embebida se calcula como la resistencia del perfil metálico aislado, de acuerdo al capítulo G de la propia norma.

5.2.2.4 Rasante longitudinal

El rasante entre hormigón y acero será resistido por los conectores de cortante. Para el programa, siempre serán del tipo perno (espárrago liso) con cabeza conforme a la norma americana AWS D1.1/D1.1M. Su diámetro será $d \leq 2,5 \cdot t$, (t : espesor del metal de base) salvo que se suelde al ala justo encima del alma.

En flexión positiva, entre los puntos de momento máximo y momento nulo, la resistencia nominal de los conectores, ΣQ_n , deberá ser igual al coeficiente de eficacia de la conexión, denominado también coeficiente de eficacia de la acción mixta, η , (que define el usuario pero que no será menor de 0,50) multiplicada por el menor entre:

- Agotamiento del hormigón por compresión (incluyendo las armaduras comprimidas, si se consideran)

$$V' = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_c + A_{sr} \cdot F_{yr}$$

- Fluencia del acero del perfil

$$V' = F_y \cdot A_s$$

De forma equivalente, en flexión negativa, entre los puntos de momento máximo negativo y momento nulo, la resistencia nominal de los conectores, ΣQ_n , deberá ser igual al coeficiente de eficacia de la conexión, denominado también coeficiente de eficacia de la acción mixta, η , (que define el usuario pero que no será menor de 0,50) multiplicada por:

- Fluencia de las armaduras de negativos

$$V' = A_{sr} \cdot F_{yr}$$

Los anclajes se distribuirán uniformemente separados, de firma que $\phi_v \cdot \Sigma Q_n \geq \eta \cdot V'$, con $\phi_v = 0,65$.

La resistencia nominal a rasante de un conector de cortante de tipo perno (espárrago liso) con cabeza (headed stud), Q_n , de acuerdo al apartado I8 de la norma, es el menor entre:

$$Q_{n1} = 0,5 \cdot A_{sa} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5}$$

$$Q_{n2} = R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u$$

Siendo

$$E_c = 0,043 \cdot w_c^{1,5} \cdot (f_c')^{0,5}, \text{ en MPa}$$

A_{sa}	área del perno de anclaje
E_c	módulo de elasticidad del hormigón
F_u	resistencia mínima a tracción del acero del perno
$R_g = 1,0$	(a) 1 perno soldado en nervio de chapa perpendicular a la viga (b) n pernos soldados directamente al ala de la viga (c) n pernos soldados en nervio de chapa paralelo a la viga con $w_r / h_r \geq 1,5$
$R_g = 0,85$	(a) 2 pernos soldados en nervio de chapa perpendicular a la viga (b) 1 perno soldado en nervio de chapa paralelo a la viga con $w_r / h_r < 1,5$
$R_g = 0,7$	3 o más pernos soldados en nervio de chapa perpendicular a la viga
$R_p = 0,75$	(a) pernos soldados directamente al perfil metálico (b) pernos soldados a nervio de chapa perpendicular a la viga y $e_{mid-ht} \geq 50\text{mm}$ (c) pernos soldados a nervio de chapa paralelo a la viga
$R_p = 0,6$	(a) pernos soldados a nervio de chapa perpendicular a la viga y $e_{mid-ht} < 50\text{mm}$
h_r	Altura nominal del nervio (altura de la chapa)

$e_{mid-ht} = (w_r - d)/2$ distancia entre el vástago del anclaje y la pared del nervio a media altura

La distancia entre ejes de anclajes será no menor de:

- En chapas con nervios perpendiculares a la viga, $4 \cdot d$ en ambas direcciones
- En el resto de casos, en la dirección de la viga mixta, $6 \cdot d$
- En el resto de casos, en la dirección perpendicular, $4 \cdot d$

La distancia entre ejes de anclajes será no mayor de $\min \{8 \cdot h; 900 \text{ mm}\}$, siendo h el canto total del forjado (de la cabeza de hormigón).

5.2.2.5 Resistencia al fuego

A falta de otros criterios, la resistencia al fuego de vigas mixtas se evalúa con los criterios de la norma europea EN 1991-1-2, salvo que la temperatura alcanzada en cada punto de la sección y la pérdida de resistencia de los materiales (acero estructural, armaduras, conectores de cortante y hormigón) a causa de esa temperatura, se obtienen de la norma americana ACI 216.1M-07 / TMS-216-07 (“**Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies**”).

5.3 AISI S100-16

5.3.1 Comprobación y revisión de barras de acero conformado

En los capítulos a continuación se comentan las comprobaciones realizadas en el programa, en cada uno de los apartados correspondientes a cada tipo de esfuerzo.

Las secciones tubulares, tanto circulares como rectangulares, entran dentro del campo de aplicación tanto de AISC 360 como de AISI S100. En *Tricalc* se abordan según AISC 360.

El sistema de ejes de esta norma, así como su nomenclatura, es diferente del utilizado en *Tricalc* y en otras normativas.

5.3.2 Incremento del límite elástico y la resistencia por el conformado

El apartado A3.3.2, se permite sustituir el límite elástico del acero, F_y , por F_{ya} , límite elástico incrementado por la acción del conformado. Sin embargo, *Tricalc* no tiene en cuenta este incremento.

5.3.3 Límites dimensionales

La sección, por efectos del conformado, puede suponerse formada por rectángulos planos de ancho w y espesor t unidos mediante acuerdos cilíndricos. Estos rectángulos constituyen las alas, almas y rigidizadores de labio de la sección. El programa no considera otros tipos de rigidizadores de extremo ni rigidizadores interiores longitudinales. Tampoco se considera el caso, infrecuente, de rigidizadores transversales.

El programa tampoco considera los efectos de arrastre por cortante.

El apartado B4 de AISI S100 establece las relaciones w/t máximas admisibles siguientes, que son comprobadas por el programa, teniendo en cuenta que *Tricalc* utiliza el método de los anchos efectivos.

En el caso de partes con compresión uniforme, se contemplan los siguientes casos:

- Elementos comprimidos rigidizados unidos en un extremo a un ala o alma y en el otro a un labio de $w/t \leq 60$ u otro tipo de rigidizador (por ejemplo un elemento no rigidizado):

$$I_s < I_a \rightarrow w/t \leq 60$$

$$I_s \geq I_a \rightarrow w/t \leq 90$$

- Elementos comprimidos rigidizados unidos en ambos extremos a otros elementos rigidizados

$$w/t \leq 500$$

- Elementos comprimidos no rigidizados

$$w/t \leq 60$$

Siendo:

I_s Momento de inercia del rigidizador (del labio) respecto a un eje paralelo al elemento por el baricentro del propio rigidizador

I_a Momento de inercia adecuado del rigidizador para que el elemento se considere rigidizado

En el caso de partes con compresión y tracción,

$$w/t = h/t \leq 200$$

5.3.4 Sección efectiva

En el Apéndice 1 de la norma AISI S100 establece una sección efectiva, por eliminación de ciertas porciones de los rectángulos planos que forman la sección que se encuentren comprimidos, de forma que su ancho, w , queda reducido a su ancho efectivo b (en algunos casos, dos anchos $b1$ y $b2$).

De esta forma, el área efectiva de la sección, A_e , se calcula en base a la sección efectiva resultante de una tensión de compresión uniforme de valor $F_n \leq F_y$, calculado de acuerdo al capítulo E. De forma similar, el módulo resistente efectivo en el eje de flexión Y, S_{ey} , se calcula en base a la sección efectiva resultante de someterla a una flexión simple $M_n \leq M_y$, de forma que la tensión máxima en la sección (en valor absoluto), sea $F_n \leq F_y$, calculado de acuerdo al capítulo F. Del mismo modo se procede con el eje de flexión Z para obtener S_{ez} .

5.3.5 Elementos sometidos a tracción

La resistencia de cálculo a tracción, $\phi_t \cdot T_n$, se establece en el capítulo D de la norma. Será la menor entre la resistencia por fluencia de la sección bruta y la resistencia por rotura de la sección neta efectiva:

■ Fluencia

$$T_n = F_y \cdot A_g \quad \phi_t = 0,90 \quad (D2-1)$$

■ Rotura

$$T_n = F_u \cdot A_e \quad \phi_t = 0,75 \quad (D3-1)$$

El factor de aprovechamiento será entonces

$$P_u / (\phi_t \cdot T_n) \leq 1$$

siendo

P_n resistencia axial nominal.

A_g Área bruta de la sección

A_e Área neta efectiva de la sección

F_y Mínima tensión elástica correspondiente al material seleccionado, y definida en **Cálculo > Secciones Acero>Materiales...**

En el informe completo de comprobación de secciones de acero, esta comprobación aparece como:

TRACCIÓN							
P_{nT} (kN)	153,0	153,0	153,0	153,0	153,0	153,0	153,0
$F_x / (\phi_t P_{nT})$	0,0%	0,3%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

5.3.6 Elementos sometidos a compresión centrada

El capítulo E de AISI S100 indica que la resistencia a compresión simple será la menor entre las definidas en E2 a E4.

5.3.6.1 Fluencia y pandeo global

La resistencia nominal por fluencia y pandeo global (por flexión, por flexo-torsión y por torsión) se establece en el apartado E2. En él, la resistencia a compresión centrada en el baricentro de la sección eficaz, es:

$$P_{ne} = A_g \cdot F_n \quad (E2-1)$$

$$\phi_c = 0,85$$

Siendo:

A_g área de la sección bruta

F_n tensión a considerar en el acero, calculado según las expresiones (E2-2) a (E2-4) en base a $\lambda_c = \sqrt{F_y / F_{cre}}$. Véase el apartado E2 en la norma AISI S100 para más información

F_{cre} mínimo entre las tensiones elásticas de pandeo por flexión, por torsión y por flexo-torsión, según E2.1 a E2.5 (o el Apéndice 2)

5.3.6.2 Pandeo local

En el apartado E3 se establece la resistencia nominal al pandeo local, $\phi_c \cdot P_{nl}$, como:

$$P_{nl} = A_e \cdot F_n \leq P_{ne} \quad (E3.1-1)$$

$$\phi_c = 0,85$$

Siendo:

F_n tensión global, según E2

A_e área efectiva calculada con F_n según E3.1.1 y E3.1.2

5.3.6.3 Pandeo por distorsión

En el apartado E4 se establece la resistencia al pandeo por distorsión (alabeo), referidas a secciones I, Z, C, Ω y otras secciones abiertas, todas de alas con rigidizadores de borde. En ellas:

$$\phi_c = 0,85$$

$$\lambda_d \leq 0,561 \Rightarrow P_{nd} = P_y \quad (E4.1-1)$$

$$\lambda_d > 0,561 \Rightarrow P_{nd} = \left[1 - 0,25 \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0,6} \right] \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0,6} P_y \quad (E4.1-2)$$

$$\lambda_d = \sqrt{P_y / P_{crd}} \quad (E4.1-3)$$

$$P_y = A_g \cdot F_y \quad (E4.1-4)$$

Siendo:

P_{nd} Resistencia nominal a compresión por pandeo de distorsión

A_g área bruta de la sección

P_{crd} Carga crítica elástica de pandeo por distorsión, según el Apéndice 2

En el informe completo de comprobación de secciones de acero, las comprobaciones de compresión simple aparecen como:

COMPRESIÓN							
F_n (MPa)	204,36	204,36	204,36	204,36	204,36	204,36	204,36
F_{cre} (MPa)	519,12	519,12	519,12	519,12	519,12	519,12	519,12
P_{ne} (kN)	125,0	125,0	125,0	125,0	125,0	125,0	125,0
$F_x / (\phi_c P_{ne})$	1,3%	0,0%	0,6%	0,6%	1,3%	1,3%	0,6%
P_{nl} (kN)	103,5	103,5	103,5	103,5	103,5	103,5	103,5
$F_x / (\phi_c P_{nl})$	1,8%	0,0%	0,9%	0,9%	1,8%	1,8%	0,9%
F_{crd} (MPa)	127,25	127,25	127,25	127,25	127,25	127,25	127,25
P_{crd} (kN)	77,9	77,9	77,9	77,9	77,9	77,9	77,9
P_{nd} (kN)	85,0	85,0	85,0	85,0	85,0	85,0	85,0
$F_x / (\phi_c P_{nd})$	2,2%	0,0%	1,1%	1,1%	2,2%	2,2%	1,1%

5.3.7 Elementos sometidos a flexión

El capítulo F de AISI S100 indica que la resistencia de cálculo a flexión, $\phi_b \cdot M_n$, será la menor entre las definidas en los apartados F2 a F4.

5.3.7.1 Fluencia y pandeo global

En el apartado F2 se define la resistencia nominal a flexión por fluencia y pandeo global (lateral – torsional).

$$\phi_b = 0,90$$

$$M_{ne} = S_f \cdot F_n \leq M_y \quad (F2.1-1)$$

Con

$$M_y = S_{fy} \cdot F_y \quad (F2.1-2)$$

$$F_{cre} \geq 2,278 \cdot F_y \Rightarrow F_n = F_y \quad (F2.1-3)$$

$$2,278 \cdot F_y > F_{cre} > 0,56 \cdot F_y \Rightarrow F_n = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 \cdot F_y}{36 \cdot F_{cre}} \right) \quad (F2.1-4)$$

$$F_{cre} \leq 0,56 \cdot F_y \Rightarrow F_n = F_{cre} \quad (F2.1-5)$$

Siendo

S_f módulo resistente elástico de la sección bruta referido a la fibra comprimida. En **Tricalc**, es S .

S_{fy} módulo resistente elástico de la sección bruta referido a la primera fibra en fluencia. En **Tricalc**, es S .

F_{cre} tensión crítica elástica de pandeo flexo-torsional según F2.1.1 a F2.1.5 o Apéndice 2

5.3.7.2 Pandeo local

En el apartado F3 se define la resistencia nominal a flexión por pandeo local, que el programa determina con el método de los anchos efectivos (apartado F3.1):

$$M_{nl} = S_e \cdot F_n \leq S_{et} \cdot F_y \quad (F3.1-1)$$

Siendo

S_e módulo resistente efectivo de la sección en base a la tensión de compresión de la fibra extrema F_e , según F3.

F_n tensión global de flexión según F2.

S_{et} módulo resistente efectivo de la sección en base a la tensión de tracción de la fibra extrema F_y .

5.3.7.3 Pandeo por distorsión

En el apartado F4 se define la resistencia nominal a flexión por distorsión o alabeo. Sólo se contempla el caso de secciones abiertas en C o Z con alas rigidizadas por un labio. En este caso:

$$\phi_b = 0,90$$

$$\lambda_d \leq 0,673 \Rightarrow M_{nd} = M_y \quad (F4.1-1)$$

$$\lambda_d > 0,673 \Rightarrow M_{nd} = \left[1 - 0,22 \sqrt{\frac{M_{crd}}{M_y}} \right] \sqrt{\frac{M_{crd}}{M_y}} \cdot M_y \quad (F4.1-2)$$

$$\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}} \quad (F4.1-3)$$

$$M_y = S_{fy} \cdot F_y \quad (F4.1-4)$$

$$M_{crd} = S_f \cdot F_{crd} \quad (F4.1-5)$$

Siendo

S_{fy} módulo resistente elástico de la sección bruta referido al extremo que primero llega a la fluencia (es decir, el módulo resistente elástico menor)

S_f módulo resistente elástico referido al extremo comprimido

F_{crd} tensión crítica elástica de pandeo por distorsión según el Apéndice 2

En el informe completo de comprobación de secciones de acero, aparecen los siguientes datos referidos a la comprobación de flexión:

FLEXIÓN							
$M_{n,z}$ (kN·m)	5,5	7,5	5,4	5,4	5,5	5,5	5,4
$M_{n,y}$ (kN·m)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
$C_{b,z}$	2,3	1,8	1,8	1,8	2,3	2,3	1,8
$C_{b,y}$	1,0	1,0	1,2	1,2	1,0	1,2	1,2
$F_{n,z}$ (MPa)	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00
$F_{cre,z}$ (MPa)	1425,56	1119,58	1120,27	1120,27	1425,56	1425,56	1120,27
$M_{ne,z}$ (kN·m)	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
$M_{uz} / (\phi_b M_{ne,z})$	14,0%	0,0%	0,0%	0,0%	14,0%	14,0%	0,0%

$F_{n,y}$ (MPa)	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00
$F_{cre,y}$ (MPa)	2479,35	2479,35	2861,88	2861,88	2479,35	2861,88	2861,88
$M_{ne,y}$ (kN·m)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
$M_{uy} / (\phi_b M_{ne,y})$	0,0%	0,0%	23,0%	23,0%	0,0%	23,0%	23,0%
$M_{nl,z}$ (kN·m)	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
$M_{uz} / (\phi_b M_{nl,z})$	14,0%	0,0%	0,0%	0,0%	14,0%	14,0%	0,0%
$M_{nl,y}$ (kN·m)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
$M_{uy} / (\phi_b M_{nl,y})$	0,0%	0,0%	23,6%	23,6%	0,0%	23,6%	23,6%
$F_{crd,z}$ (MPa)	211,93	0,00	204,78	204,78	211,93	211,70	204,78
$M_{nd,z}$ (kN·m)	5,5	0,0	5,4	5,4	5,5	5,5	5,4
$M_{uz} / (\phi_b M_{nd,z})$	19,0%	0,0%	0,0%	0,0%	19,0%	19,0%	0,0%

5.3.8 Comprobación a cortante

De acuerdo con el capítulo G, la resistencia nominal a cortante, V_n , será:

$$\lambda_v \leq 0,815 \Rightarrow V_n = V_y \quad (G2.1-1)$$

$$0,815 < \lambda_v \leq 1,227 \Rightarrow V_n = 0,815 \sqrt{V_{cr} \cdot V_y} = 0,6 \cdot t^2 \sqrt{E \cdot k_v \cdot F_y} \quad (G2.1-2a) \quad (G2.1-2b)$$

$$\lambda_v > 1,227 \Rightarrow V_n = V_{cr} = 0,904 \cdot E \cdot k_v \cdot t^3 / h \quad (G2.1-3a) \quad (G2.1-3b)$$

$$\lambda_v = \sqrt{V_y / V_{cr}} \quad (G2.1-4)$$

$$\phi_v = 0,95$$

Siendo

A_w área de la parte plana del alma o área resistente a cortante, en general

V_{cr} fuerza elástica de pandeo según G2.3 (para alma plana aislada) o según Apéndice 2 (para secciones completas que cumplan las delgadeces de la tabla B4.1-1)

k_v de acuerdo a G2.3

En el informe completo de comprobación de secciones de acero, la comprobación a cortante se muestra como:

CORTANTE							
$A_{w,y}$ (cm ²)	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02
$V_{y,y}$ (kN)	45,3	45,3	45,3	45,3	45,3	45,3	45,3
$V_{cr,y}$ (kN)	51,1	51,1	51,1	51,1	51,1	51,1	51,1
$V_{n,y}$ (kN)	39,2	39,2	39,2	39,2	39,2	39,2	39,2
$V_{uy} / (\phi_v V_{n,y})$	2,7%	0,0%	0,0%	0,0%	2,7%	2,7%	0,0%
$A_{w,z}$ (cm ²)	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04
$V_{y,z}$ (kN)	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6
$V_{cr,z}$ (kN)	302,8	302,8	302,8	302,8	302,8	302,8	302,8
$V_{n,z}$ (kN)	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6	30,6
$V_{uz} / (\phi_v V_{n,z})$	0,0%	0,0%	2,9%	2,9%	0,0%	2,9%	2,9%
$V_u / (\phi_v V_n)$	2,7%	0,0%	2,9%	2,9%	2,7%	2,9%	2,9%

5.3.9 Esfuerzos combinados

5.3.9.1 Combinación de axil y flexión

Se establece en el apartado H1 de AISI S100.

Para un axil de tracción, se debe cumplir:

$$\frac{M_{ux}}{M_{axt}} + \frac{M_{uy}}{M_{ayt}} + \frac{T_u}{T_a} \leq 1 \quad (H1.1-1)$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{ax}} + \frac{M_{uy}}{M_{ay}} - \frac{T_u}{T_a} \leq 1 \quad (\text{H1.1-2})$$

Para un axil de compresión, debe cumplirse:

$$\frac{P_u}{P_a} + \frac{M_{ux}}{M_{ax}} + \frac{M_{uy}}{M_{ay}} \leq 1 \quad (\text{H1.2-1})$$

Con

$$M_{axt}, M_{ayt} = \phi_b \cdot S_{fft} \cdot F_y \quad (\text{H1.1-3b})$$

Siendo:

M_{ax}, M_{ay} momentos resistentes considerando compresión con pandeo respecto a los ejes x e y por el baricentro de la sección, según F.

M_{ux}, M_{uy} momentos de cálculo respecto a los ejes x e y por el baricentro de la sección

T_u tracción de cálculo

S_{ft} módulo resistente de la sección bruta referido al extremo traccionado en x o y

T_a resistencia a tracción según D

P_a resistencia a compresión según E

P_{nl} resistencia nominal a compresión por pandeo local, según E3.2

P_{ne} resistencia nominal a compresión por fluencia y pandeo global, según E2

$\phi_b = 0,90$

5.3.9.2 Cortante y flexión

En el apartado H2 de AISI S100 se indica la comprobación a realizar por flexión y cortante combinados. Para almas sin rigidizadores transversales, la comprobación es:

$$\sqrt{\left(\frac{M_u}{M_{alo}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{V_a}\right)^2} \leq 1 \quad (\text{H2-1})$$

Siendo

M_u momento de diseño (momento actuante, mayorado)

M_{alo} resistencia a flexión como barra arriostrada

V_a resistencia a cortante según G2 a G4

V_u cortante de cálculo

5.3.9.3 Flexión y torsión combinadas

En el apartado H4 se indica cómo realizar esta comprobación. En este caso, la resistencia nominal a flexión, M_n , calculada según F3, se reducirá multiplicándola por el siguiente factor R:

$$R = \frac{f_{fle,max}}{f_{fle} + f_{tor}} \leq 1 \quad (\text{H4-1})$$

Siendo

f_{fle} tensión normal debida a la flexión en el punto (fibra) donde R sea mínimo, calculada en base a la sección eficaz

$f_{fle,max}$ tensión normal debida a la flexión, en la fibra extrema (en el mismo lado que f_{fle}), calculada en base a la sección eficaz

f_{tor} tensión normal debida a la torsión, en el mismo punto que ffle, calculada en base a la sección bruta

Las comprobaciones de esfuerzos combinados, aparecen en el informe de comprobación de secciones de acero como:

ESFUERZOS COMBINADOS							
N + M _y + M _z	21,3%	0,4%	24,7%	24,7%	21,3%	44,8%	24,7%
	(H1.2-1)	(H1.1-1)	(H1.2-1)	(H1.2-1)	(H1.2-1)	(H1.2-1)	(H1.2-1)
V _y + M _z	14,2%	0,0%	0,0%	0,0%	14,2%	14,2%	0,0%
V _z + M _y	0,0%	0,0%	48,6%	48,6%	0,0%	48,6%	48,6%
T + M _y + M _z	14,0%	0,0%	23,6%	23,6%	14,0%	23,6%	23,6%

6 ACI 318M-11

6.1 Introducción

Se comenta en este anexo la implementación que se recoge en **Tricalc** de la norma **Building Code Requirements for Structural Concrete** de la ACI (American Concrete Institute), ACI 318M-11, aprobado el 24 de mayo de 2011 (la 'M' indica que es la versión en el sistema métrico decimal de unidades). En la definición de combinaciones de acciones, se sigue la norma 'Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures' de la ASCE (American Society of Civil Engineers), ASCE/SEI 7-10, tal como recoge el capítulo 9 de ACI 318M-11 y usa la norma AISC 360-10.

Al seleccionar en la caja de diálogo **Archivos>Preferencias...** la normativa **USA-Internacional**, **México-USA** o **Chile-USA**, el programa calculará con los siguientes criterios:

- Las combinaciones de carga de acuerdo con ASCE 7-95.
- Las barras de hormigón, forjados, losas, cimentaciones y muros (incluyendo las prescripciones especiales para diseño sísmico), de acuerdo con ACI 318M-11. En el caso de Chile, su normativa modifica algunas cláusulas de ACI 318
- Las barras de acero laminado, de acuerdo con AISC 360-10 (LRFD) y las secciones conformadas en frío abiertas, de acuerdo con la AISI S100-07/S2-10, tal como se especifica en el Anexo D de este manual.

Las acciones de viento y sismo, se calculan de forma diferente para cada una de esas tres normas:

- Para la norma **México-USA**, las acciones de viento y sismo se calculan según la normativa del Distrito Federal de México y sus Normas Técnicas Complementarias de Viento y Sismo o según las normas de la Comisión Federal de Electricidad, tal como se indica en el capítulo 2 de este manual.
- Para la norma **Chile-USA**, las acciones de viento y sismo se calculan según la normativa chilena NCh432.Of71 y NCh433.Of96 respectivamente, tal como se indica en el Capítulo 8 de este manual.
- Para la norma **USA-Internacional**, al no estar localizada para ningún país concreto, el viento se introduce de forma genérica, y el sismo podrá definirse de forma genérica mediante espectros de respuesta.

Ciertos parámetros de **ACI-318M-11** pueden ser modificados por cada país que utiliza esta norma como norma de base. Se indican en este apartado aquellos que están implementados en el programa en sus conjuntos de Parámetros propios de cada país: al seleccionar como normativa los **USA-Internacional**, se puede indicar que se utilicen los valores definidos en el propio ACI o bien seleccionar un determinado Conjunto de Parámetros. Recuerde además que el usuario puede crear nuevos Conjuntos de Parámetros o los parámetros definidos en uno ya existente.

Conjunto de Parámetros Nacionales [E:\Arktec\Tricalc 800\Colombia.usNtAx]

Descripción: NSR-10 Título C

País: Colombia

Defecto: Aceptar

Cancelar

- ACI 318M-11. Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural
 - 7 Detalles del refuerzo
 - 7.10 Armadura transversal en elementos comprimidos

Diámetro mínimo transversal	8mm
 - 7.11 Armadura transversal en elementos flexionados

Diámetro mínimo transversal	8mm
 - 9 Requerimientos de resistencia y funcionamiento
 - 9.2 Resistencia requerida

Factor de carga de viento 1	1,600000
Factor de carga de viento 2	0,800000
Factor de carga de sismo	1,000000
 - 10 Flexión y cargas axiales
 - 10.3 Principios y requisitos generales

Factor fR para la obtención del axil resistente máximo	0,750000
 - 10.3 Principios y requisitos generales

Canto de la viga para armadura de piel (mm)	900
 - 15 Cimentaciones
 - 15.11 Pilotes y cajones de cimentación
 - 15.11.5 Cuantías y longitudes mínimas
 - 15.11.5.1 Pilotes hormigonados in situ

ACI 318M-11. Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural
 En Colombia, corresponde al Título C de la NSR-10, anteponiendo 'C.' a las cláusulas y ecuaciones de ACI

6.1.1 Sistema de Unidades y Nomenclatura

En este anexo se utilizará, salvo especificación en cada caso, las unidades del sistema internacional, SI (m, kN, MPa, s) en las que está redactado este código.

Se indican a continuación, la equivalencia de unidades más usuales entre este sistema, el sistema de unidades MKS (m, Kg, s) y el sistema de unidades imperiales, tradicional de los países anglosajones.

1" = 1 in: inches (pulgadas)		0.0254m	2.54cm
1ft = 1 feet (pies)	12in	0.305m	30.5cm
1yd = 1 yards (yardas)	3ft	0.914m	91.4cm
1mi = 1 miles (millas)	1760yd	1609m	
1lb = 1 pounds (libras)		0.4536Kg	453.6gr
1ton = 1 tons (tonelada)	2000lb	907.2Kg	0.9072Tm
1kip (kilo libras)	1000lb	453.6Kg	0.4536Tm
1lbf = 1 pound force (libras fuerza)		4.448N	0.4536Kgf
1psi = 1 pounds per sq in (libras / pulgada ²)	144psf	0.006895MPa	0.07031Kgf/cm ²
1ksi = 1 kip per sq in (kilolibras / pulgada ²)	144000psf	6.895MPa	70.31Kgf/cm ²
1psf = 1 pouns per sq ft (libras / pie ²)	0.0694psi	47.88N/m ²	4.882Kgf/m ²
1ft-lb = 1 foot-pounds (pie libras)		0.001356kN·m	13.835Kg·cm

La nomenclatura utilizada es la de la norma ACI 318M-11, que esencialmente coincide con la mayoría de normas de hormigón del mundo. Se indican a continuación alguna de las que son específicas de esta Norma, con su equivalencia con la nomenclatura de EHE.

f_c	Resistencia a compresión especificada del hormigón. Equivale a f_{ck} .
f_y	Límite de fluencia (límite elástico) del acero. Equivale a f_{yk} .
d_b	Diámetro de las barras. Equivale a Ø. Los diámetros de las armaduras se indican de la forma No.X , donde: En ACI 318-11, X es diámetro expresado en octavos de pulgada. En ACI 318M-11, X es diámetro redondeado a mm de un redondo en octavos de pulgada. Así, lo que en ACI 318-11 se designa como No.3 = 3/8" = 9,53 mm, en ACI 318M-11 se designa como No.10 . A_g, I_g Área e inercia bruta de la sección.

6.2 Materiales

Cuando se selecciona la normativa adecuada, se permite seleccionar los siguientes tipos de hormigón:

Denominación	f'_c (Resistencia a compresión especificada)
C-17	17 MPa $\equiv$ 173 kgf/cm ² $\equiv$ 2,47 ksi
C-21	21 MPa $\equiv$ 214 kgf/cm ² $\equiv$ 3.05 ksi
C-28	28 MPa $\equiv$ 286 kgf/cm ² $\equiv$ 4.06 ksi
C-35	35 MPa $\equiv$ 357 kgf/cm ² $\equiv$ 5.08 ksi
C-45	45 MPa $\equiv$ 459 kgf/cm ² $\equiv$ 6,53 ksi

Los tipos de acero para armaduras son los siguientes (proviene de ASTM A615M):

Denominación	f_y (Límite de fluencia especificado)
G-280	280 MPa $\equiv$ 2855 kgf/cm ² $\equiv$ 40,6 ksi
G-420	420 MPa $\equiv$ 4283 kgf/cm ² $\equiv$ 60,9 ksi
G-520	520 MPa $\equiv$ 5303 kgf/cm ² $\equiv$ 75,4 ksi
G-550	550 MPa $\equiv$ 5608 kgf/cm ² $\equiv$ 79,8 ksi

En el programa pueden utilizarse cualquier otro tipo de hormigón o acero distintos de los anteriores, especificando la resistencia en la opción **OTROS** de las cajas de diálogo de la función **Materiales...**

6.3 Tipos de Cargas

En el capítulo 9 de ACI 318M-11 y el capítulo 2 de ASCE/SEI 7-10 se especifican los diferentes tipos de cargas a considerar, y las combinaciones de cargas para obtener la máxima carga factorizada. Los tipos de carga especificados son:

- D** Cargas muertas o permanentes
- L** Cargas vivas debidas a uso o equipamientos móviles
- Lr** Cargas vivas del tejado
- W** Carga de viento
- S** Carga de nieve
- E** Carga de la acción sísmica
- F** Presión hidrostática de fluidos

H Empuje de terrenos con o sin agua

R Carga debida a la lluvia o al hielo

T Carga de temperatura, retracción

Los tipos de carga anteriores se incorporan en **Tricalc** de la siguiente forma:

D Todas las cargas definidas en la hipótesis o caso de carga 0.

L, Lr Todas las cargas definidas en la hipótesis o casos de carga 1, 2 y 9, 10.

W Todas las cargas definidas en las hipótesis o casos de carga 3, 4, 25 y 26.

E Todas las cargas definidas en las hipótesis o casos de carga 5, 6, 7, 8 y 24.

S Todas las cargas definidas en la hipótesis o caso de carga 22.

T Todas las cargas definidas en la hipótesis o caso de carga 21.

R No se considera una hipótesis específica para este tipo de carga, pudiéndose utilizar alguna de las hipótesis del tipo L o S.

F, H No se considera una hipótesis específica para estos tipos de carga, asimilándose a una carga permanente de tipo D.

En el apartado 9.2 de ACI 318M-11 (y ASCE/SEI 7-10) se establecen las siguientes combinaciones básicas de cargas para obtener la carga mayorada (factorizada) más desfavorable:

$$1.4D \quad (1)$$

$$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (2)$$

$$1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + ([0.5, 1.0]L \text{ o } 0.5W) \quad (3)$$

$$1.2D \pm 1.0W + [0.5, 1.0]L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (4)$$

$$1.2D \pm 1.0E + [0.5, 1.0]L + 0.2S \quad (5)$$

$$0.9D \pm 1.0W \quad (6)$$

$$0.9D \pm 1.0E \quad (7)$$

En ASCE/SEI 7, 2.4.1 se establecen las siguientes combinaciones básicas de cargas sin mayorar (sin factorizar), para la comprobaciones de tensiones máximas admisibles, como el caso de la tensión admisible del terreno en cimentaciones (estas combinaciones equivalen a las anteriores con todos los coeficientes de mayoración iguales a 1.0):

$$D$$

$$D + F + T + L + H + (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$D + (W \text{ o } E)$$

$$D + L + (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (W \text{ o } E)$$

En los comentarios al Apéndice C de ASCE/SEI 7-10, se establecen las siguientes combinaciones para los Estados Límite de Servicio:

$$1.0D + 1.0L \quad (CC-1a)$$

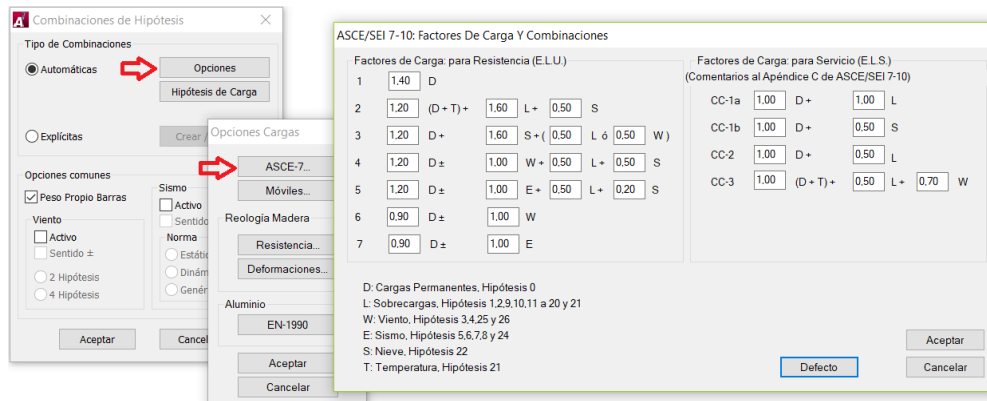
$$1.0D + 0.5S \quad (CC-1b)$$

$$1.0D + 0.5L \quad (CC-2)$$

$$1.0(D + T) + 0.5L + 0.7W_a \quad (CC-3)$$

Las dos primeras se establecen para los efectos de corta duración (integridad y confort), la tercera para los efectos a largo plazo (apariencia) y la última corresponde a los efectos de corta duración de desplazamiento horizontal (deriva o desplome), siendo **W_a** el viento para condiciones de servicio, que puede estimarse en un 70% del viento de cálculo.

Si en la caja de diálogo **Cargas > Opciones...**, se pulsa el botón **Opciones...** y seguidamente en **ASCE 7...**, se representa la siguiente caja con los factores de carga y combinaciones que realiza el programa:



El usuario puede definir los factores de carga de cada una de las 7 combinaciones definidas en ASCE/SEI 7-10. Los valores por defecto para ELU son los especificados en ACI 318M-11, sin considerar las especificaciones para ciertos tipos de edificios, para valores altos de sobrecargas y para cargas de impacto, que deberán ser definidos por el usuario.

ACI 318M-11, apartado 9.2, especifica que el factor de carga de las cargas de tipo **L** en las combinaciones 3, 4, 5 será 1.0 en garajes, lugares de reunión y todos los casos en los que las sobrecargas **L** sean mayores de 4,8 kN/m².

En las anteriores combinaciones, se presupone que las acciones de viento (**W**) y sismo (**E**), son de cálculo (ya mayoradas o factorizadas). Si fueran valores de características o de servicio, los factores que les afectan deberían modificarse de forma que queden:

$$1.4D \quad (1)$$

$$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (2)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + ([0.5, 1.0]L \text{ o } \mathbf{0.8W}) \quad (3)$$

$$1.2D \pm \mathbf{1.6W} + [0.5, 1.0]L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (4)$$

$$1.2D \pm \mathbf{1.4E} + [0.5, 1.0]L + 0.2S \quad (5)$$

$$0.9D \pm \mathbf{1.6W} \quad (6)$$

$$0.9D \pm \mathbf{1.4E} \quad (7)$$

A título de ejemplo, las acciones de viento y sismo de las normas mexicanas del Distrito Federal son de servicio; mientras que el sismo proveniente de la norma colombiana NSR-10 son mayoradas.

Los Parámetros nacionales por país de la norma USA-Internacional permiten definir, para cada país, el valor por defecto de estos coeficientes.

ASCE/SEI 7 especifica que siempre es necesario considerar el sentido positivo y negativo en las combinaciones viento o sismo. En **Tricalc** existen opciones en la caja de diálogo de **Cargas>Opciones...** que permiten activar o desactivar la opción **Viento ±** y **Sismo ±**.

La hipótesis 23 de carga accidental NO se utiliza en las combinaciones de ACI 318 o ASCE/SEI 7.

Con la función **Resultados > Listados > Esfuerzos > Combinaciones** podrá obtener las combinaciones de carga que realiza el programa en función de los parámetros definidos en cada estructura.

6.4 Detalles de los refuerzos

6.4.1 Distancia entre refuerzos

La distancia entre redondos debe ser no menor de 4/3 el tamaño máximo del árido.

La distancia mínima entre redondos paralelos de una misma capa es d_b , pero no menor de **25mm**. En redondos comprimidos, estos límites se aumentan a **1.5· d_b** y **40mm**.

En muros y losas, la distancia entre redondos principales será no mayor de 3 veces el espesor del elemento ni de **45cm**.

En el caso de estribos de elementos comprimidos o que aten redondos comprimidos en elementos flexionados, su diámetro mínimo será **No.10 [9,5mm]**, y su separación no será mayor de **16· $\phi_{l,min}$** ni **48· ϕ_t** ni la menor dimensión de la sección transversal del elemento.

6.4.2 Armadura de retracción y temperatura

Esta armadura, que equivale en España a la armadura de reparto, tendrá una cuantía geométrica mínima de 0,0014.

En el caso de losas, para aceros G-350 o menores [$f_y \leq 350\text{MPa}$], la cuantía mínima será 0,0020; para aceros G-420 o mayores [$f_y \geq 420\text{MPa}$], la cuantía mínima será $0,0018 \cdot 420/f_y$, con f_y en MPa.

6.5 Análisis y cálculo. Consideraciones generales

En general, se utiliza el **método de la resistencia** (strength), consistente en *factorizar* (mayorar) las acciones y reducir la resistencia de la sección por unos determinados factores de resistencia. Esencialmente coincide con el método de Estados Límites Últimos (E.L.U.) de Código Modelo, Eurocódigo 2 y EHE, salvo que en lugar de utilizar un coeficiente de minoración distinto para el hormigón y el acero, en ACI se utiliza un coeficiente global de la sección diferenciándolo para cada estado de tensiones (compresión, tracción, cortante...).

Para el análisis de esfuerzos, se permite, entre otros, el análisis elástico lineal, ajustándolo cuando sea necesario mediante redistribución de momentos, pandeo o efectos de 2º orden.

6.5.1 Redistribución de momentos negativos en vigas

En vigas no pretensadas pertenecientes a pórticos o vigas no pretensadas continuas sobre apoyos aislados, se permite redistribuir un porcentaje del momento negativo en el apoyo no mayor de:

$$1000 \cdot \varepsilon_t \leq 20\%$$

donde

ε_t es la deformación unitaria de tracción de la armadura más traccionada con esfuerzos nominales, excluidas las deformaciones debidas al pretensado, fisuración, retracción y temperatura.

Esta redistribución sólo se permite si en la sección en que se reduce el momento se cumple que

$$\varepsilon_t \geq 0,0075$$

6.5.2 Módulos de elasticidad

El módulo de elasticidad del hormigón de peso normal, en MPa, con f'_c también en MPa, es

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

Para acero de armaduras pasivas, $E_s = 200.000 \text{ MPa}$.

Luz de barras

La luz de barras no hormigonadas monolíticamente con los soportes, podrá tomarse como la luz libre más un canto pero no más de la distancia entre ejes de apoyos.

En vigas continuas y vigas hormigonadas monolíticamente con los soportes, para la determinación de momentos, la luz debe tomarse entre ejes de apoyos. En este caso, se permite utilizar como momento de dimensionado de la viga el de la cara del soporte.

Viguetas y nervios de reticulares ("joist construction")

El ancho mínimo de los nervios es **10cm**. Su canto será no mayor de 3,5 veces su anchura mínima. La distancia libre entre nervios será no mayor de **75cm**.

La losa superior (capa de compresión) tendrá un espesor no menor de

En caso de moldes no recuperables de resistencia similar a la del hormigón, 1/12 de la distancia libre entre nervios pero no menor de **4cm**.

En caso contrario, 1/12 de la distancia libre entre nervios pero no menor de **5cm**.

En este tipo de elementos, la contribución del hormigón a la resistencia a cortante, V_c , puede aumentarse un 10% sobre la teórica.

6.6 Requerimientos de resistencia y utilidad

6.6.1 Resistencia de diseño

El factor reductor de la resistencia ϕ se debe tomar del apartado 9.3.2 de ACI 318M-11.

Estado	ϕ
Secciones controladas por la tracción	0,90
Secciones controladas por la compresión	0,65
Cortante, torsión y punzonamiento	0,75
Cortante y torsión en muros y elementos con sismo y SDC D, E o F, con cortante resistido menor del que proviene del momento resistido	0,60
Aplastamiento (cargas concentradas)	0,65
Modelo de bielas y tirantes	0,75
Hormigón en masa	0,60

De acuerdo con el apartado 10.3.4 de ACI 318M-11, la sección se controla por la tracción cuando la deformación de la fibra más comprimida es $\epsilon_c = 0,003$ y la deformación de tracción del acero más

traccionado es $\varepsilon_t \geq 0,005$. Equivale a decir que $c / d \leq 3/8 = 0,375$ (siendo c la profundidad de la fibra neutra y d el canto útil).

Así mismo, de acuerdo con el apartado 10.3.3 de ACI 318M-11, la sección se controla por la compresión cuando la deformación de la fibra más comprimida es $\varepsilon_c = 0,003$ y la deformación de tracción del acero más traccionado es $\varepsilon_t \leq f_y / E_s$. Equivale a decir que $c / d_t \geq 0,003 / (0,003 + f_y / E_s) \approx 0,60$ para acero de Grado 420.

Para valores intermedios de ε_t , el valor de ϕ podrá interpolarse linealmente.

6.6.2 Resistencia de diseño de las armaduras

No se podrán considerar resistencias f_y mayores de **550 MPa**, salvo en armaduras activas de pretensado. En cortante, torsión y punzonamiento, la resistencia de la armadura transversal no podrá superar **420 MPa**.

6.6.3 Control de flechas

Para evaluar la flecha en vigas, se utiliza la fórmula de Branson, utilizándose una inercia equivalente, I_e , no mayor de la inercia bruta, I_g , de valor

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0,62 \cdot \sqrt{f'_c} \quad [\text{MPa}]$$

donde

y_t distancia entre el centro de gravedad de la sección bruta y la fibra más traccionada.

M_a Máximo momento flector para la flecha (en servicio).

I_{cr} Inercia fisurada.

La inercia efectiva se computará como la media entre la pésima sección a momento positivo y negativo. En vigas rectangulares, puede tomarse la sección en mitad de la barra en vanos y en el apoyo en voladizos.

Para la flecha diferida (long-term deflection) de cargas de larga duración, se utiliza el factor

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

donde

ρ' es la cuantía de compresión en el centro del vano o arranque de voladizo. $\rho' = A'_s/bd$.

ξ es un factor que depende del tiempo de aplicación de la carga

Tiempo	ξ
5 años o más	2.0
12 meses	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1.0

En elementos pretensados (por ejemplo, viguetas de forjados unidireccionales) se puede utilizar la inercia bruta en secciones no fisuradas.

6.7 Flexión y cargas axiales

6.7.1 Dominios de deformación y diagramas tensión – deformación

Son similares al de resto de normativas de hormigón. Las características de ACI 318M-11 son:

- La máxima deformación permitida en el hormigón comprimido es **0.003**.
- La tensión en el acero, tanto en compresión como en tracción, es $f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_y$. No está limitada la máxima deformación del acero en tracción, limitándose en el programa a $\varepsilon_s \leq 0.01$.
- No se considera la resistencia del hormigón a tracción.
- Para la resistencia a compresión, se permiten diagramas tensión – deformación del hormigón del tipo rectangular, trapezoidal o parabólico. En el caso de un diagrama rectangular (que es el utilizado por el programa), se utiliza un rectángulo de tensión **$0.85 \cdot f_c'$** , y profundidad **$a = \beta_1 \cdot c$** ,

siendo

c la profundidad de la fibra neutra.

$\beta_1 = 0,85$ para $f_c' \leq 28$ MPa.

$= 0,85 - 0.05 \cdot (f_c' - 28) / 7 \geq 0.65$ para $f_c' > 28$ MPa

6.7.2 Principios generales

Para flexión con poco axil ($P_u < 0.10 \cdot f_c' \cdot A_g$), la deformación a tracción de la armadura más traccionada será

$$\varepsilon_t \geq 0,004$$

Lo que equivale a decir que la profundidad de la fibra neutra sea

$$c / d \leq 3 / 7 = 0,4286$$

A partir de ese punto, para aumentar la resistencia a flexión de la sección, deberá utilizarse armadura de compresión.

La resistencia máxima a compresión (con la excentricidad existente) se limita a (elementos no pretensados, con estribados normales):

$$\phi \cdot P_{n,máx} = f_1 \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st})$$

donde

A_{st} Área total de la armadura longitudinal.

$f_1 = 0.80$. Los parámetros por país permiten definir otro valor para este factor

La armadura mínima de tracción (cm²) en elementos flexionados es (con f'_c y f_y en MPa)

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \not\leq 1,4 \cdot \frac{b_w \cdot d}{f_y} \quad [\text{MPa}]$$

En el caso de vigas en T, con el ala traccionada, el área será la que resulte de aplicar como b_w el máximo entre el doble del espesor del alma y el ancho del ala.

En losas de cimentación y cimentaciones de espesor constante, es suficiente una armadura de tracción que respete la armadura mínima de retracción.

6.7.3 Limitación de la fisuración

La distancia entre redondos, s , próximos a una superficie traccionada debe cumplir:

$$s \leq 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2,5 \cdot c_c \not\geq 300 \cdot \frac{280}{f_s} \quad [\text{MPa}, \text{mm}]$$

donde

- c_c Recubrimiento de la armadura traccionada, medido de cara de paramento a cara de la armadura.
- s Separación entre redondos, centro a centro, en mm. Si sólo hay un redondo en la cara, s es el ancho de la cara traccionada (por ejemplo, en nervios de reticulares)
- f_s es la tensión del acero en servicio, en MPa. $f_s = M / (A_s \cdot \text{brazo de palanca})$, siendo M el momento en servicio. También se puede utilizar $f_s = (2/3) \cdot f_y$.

En caso de ambientes agresivos, deberá hacerse un estudio especial, que no recoge ACI 318.

6.7.4 Armadura de piel

Si el canto total de una viga supera **40 cm**, se debe colocar una armadura de piel en la mitad traccionada de la viga. La separación máxima de dicha armadura será la indicada para la limitación de la fisuración. Los parámetros por país permiten definir otro canto total a partir del cual el programa colocará armadura de piel.

6.7.5 Límites de la armadura en elementos comprimidos

La cuantía geométrica debe estar en el rango **[1%, 8%]** de la sección. El límite superior no debería superar el **4%** para permitir el solape.

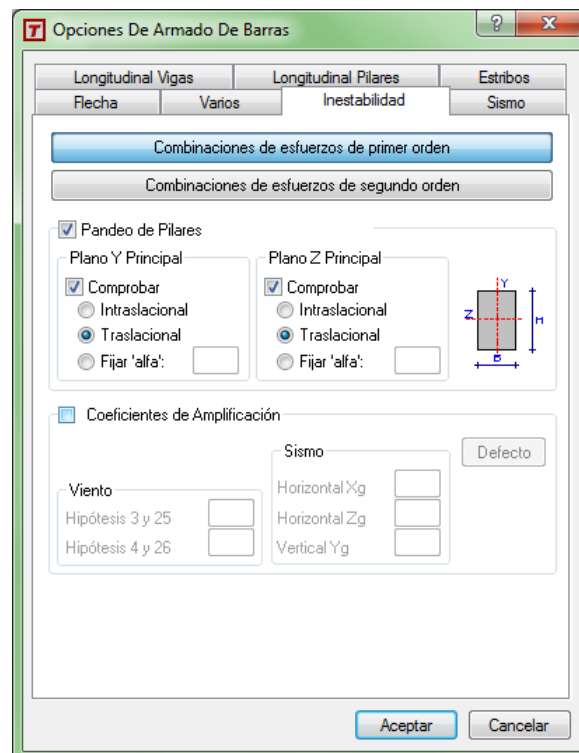
El número mínimo de redondos es **4** para secciones con estribos rectangulares y circulares, y **3** para secciones triangulares. Para secciones circulares con menos de **8** barras, es importante considerar la posición de dichas barras.

6.7.6 Esbeltez ("slenderness") de elementos comprimidos

Para tener en cuenta la esbeltez en elementos comprimidos (**inestabilidad** en la terminología de EHE o **pandeo** en la terminología de EH-91), se pueden utilizar dos métodos, según ACI 318M-11:

- Realizar un cálculo de esfuerzos de 2º orden, es decir, teniendo en cuenta los momentos producidos por los axiles de pilares al deformarse la estructura, como permite el programa de forma opcional.
- Otro posible método para este cálculo de 2º orden es mediante los coeficientes de amplificación de las cargas que producen desplazamientos horizontales (viento y sismo, fundamentalmente).
- Aumentar los momentos procedentes de un cálculo elástico de primer orden, de acuerdo con lo establecido en el apartado **Aumento de los Momentos**.

En el programa es posible utilizar cualquiera de estos procedimientos: en la caja de opciones de armado de barras y opciones de armado de muros resistentes, al pulsar la pestaña **Inestabilidad** aparece la siguiente caja de diálogo:



en la que es posible seleccionar cual de las alternativas utilizar. En el caso de forjados reticulares y losas de forjado o cimentación, es posible considerar también los efectos de segundo orden mediante coeficientes de amplificación, pulsando en las respectivas opciones de armado la pestaña **Efectos 2º Orden...**, con lo que aparecerá la caja de diálogo siguiente:

6.7.6.1 Efectos de 2º orden mediante coeficientes de amplificación

Se definen los coeficientes de amplificación para las hipótesis de viento, 3, 4, 25 y 26, y para cada una de las direcciones del sismo, horizontales Xg/Zg y vertical. Puede definirse estos coeficiente en las opciones generales de verificación de todas las barras de hormigón, o pueden asignar opciones particulares a determinadas barras. Por ejemplo, para considerar solamente efectos de segundo orden en la verificación de los pilares, se deberán de definir unas opciones generales con los valores por defecto (iguales a 1.0), y opciones particulares para cada uno de los pilares con los valores correspondientes.

Los factores de amplificación son considerados exclusivamente en la fase de armado o peritaje de las barras. Por tanto, en los listados de solicitaciones, reacciones, desplazamientos y por secciones, se representan **exclusivamente los esfuerzos de primer orden**. En el listado de peritaje de vigas y pilares sí se representan los esfuerzos considerando los efectos de segundo orden.

Los factores de amplificación de las cargas de viento multiplican a las hipótesis 3, 4, 25 y 26 en cada una de las combinaciones en las que se utilizan. Por ejemplo, la combinación 4, queda modificada de la siguiente forma considerando efectos de segundo orden:

$$\gamma_D 0 \pm \gamma_W \gamma_{A3} 4 + \gamma_L (1+2)$$

$$\gamma_D 0 \pm \gamma_W \gamma_{A4} 4 + \gamma_L (1+2)$$

donde,

$\gamma_{A3}, \gamma_{A4}, \gamma_{A25}, \gamma_{A26}$ son los factores de amplificación de las cargas de viento en las hipótesis 3, 4, 25 y 26, respectivamente.

Los factores de amplificación de las cargas de sismo multiplican a cada una de las hipótesis de sismo, 5 y 7 para el sismo horizontal según X_g , 6 y 8 para el sismo horizontal según Z_g y 24 para el sismo vertical. Por ejemplo, la combinación 5, queda de la siguiente forma:

$$\gamma_D 0 \pm \gamma_E \gamma_{Ax} 5 + \gamma_L (1+2)$$

$$\gamma_D 0 \pm \gamma_E \gamma_{Az} 6 + \gamma_L (1+2)$$

$$\gamma_D 0 \pm \gamma_E \gamma_{Ax} 7 + \gamma_L (1+2)$$

$$\gamma_D 0 \pm \gamma_E \gamma_{Az} 8 + \gamma_L (1+2)$$

$$\gamma_D 0 \pm \gamma_E \gamma_{Ay} 24 + \gamma_L (1+2)$$

donde,

γ_{Ax} es el factor de amplificación del sismo horizontal en dirección X_g , hipótesis 5 y 7.

γ_{Ay} es el factor de amplificación del sismo vertical, hipótesis 24.

γ_{Az} es el factor de amplificación del sismo horizontal en dirección Z_g , hipótesis 6 y 8.

Para la elección del coeficiente de amplificación adecuado, puede utilizarse el listado de distorsiones de la planta, en el que se obtiene, para las hipótesis de viento y sismo, el valor de

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_o}{V_o \cdot l_c}$$

siendo

ΣP_u la suma de axiles de los pilares de la planta

Δ_o el desplazamiento relativo de ambos extremos del pilar de primer orden

V_o el cortante total de la planta

l_c la altura de la planta

El valor a introducir como coeficiente de amplificación es

$$\frac{1}{1-Q}$$

ACI 318M-11 especifica que no debieran considerarse valores de Q mayores de $1/3$ (lo que equivale a coeficientes de amplificación mayores de 1,50). Si se supera este valor máximo, se debería rediseñar la estructura para reducir la distorsión de la planta.

6.7.6.2 Aumento de los momentos

Se define la longitud neta, ℓ_u , como la luz libre entre forjados (incluidos ábacos resaltados), vigas u otros elementos que cortan el movimiento lateral del pilar en la dirección considerada. La luz entre nudos es ℓ_c .

Se puede considerar un pilar como intraslacional ("**non-sway frames**") si la distorsión de la planta en la dirección de estudio, Q , es menor o igual a **0,05**. En caso contrario, el pilar se considerará como traslacional ("**sway frames**").

Para la obtención del factor de longitud de pandeo, k , se establecen unos nomogramas diferentes para pórticos intraslacionales y para pórticos traslacionales, idénticos a los de otras normativas. En la obtención de la rigidez de pilares, vigas y diagonales, se consideran los siguientes momentos de inercia:

En pilares, $I = 0.70 \cdot I_g$.

En vigas y diagonales, $I = 0,35 \cdot I_g$.

La esbeltez de un pilar viene dada por la expresión

$$\lambda = \frac{k \cdot \ell_u}{r}$$

siendo

r el radio de giro correspondiente al plano de pandeo considerado.

El programa no considera el caso de que la esbeltez sea superior a 100 (en ese caso, ACI 318M-11 establece que el cálculo de esfuerzos se debe realizar con unas inercias reducidas).

6.7.6.2.1 Pórticos intraslacionales

Se puede ignorar el pandeo si se cumple

$$\lambda \leq 34 - 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad ; \quad \frac{M_1}{M_2} \in [-0.5 \dots 1.0]$$

siendo

M_2 el máximo momento en ambos extremos del pilar, considerado positivo.

M_1 el mínimo momento en ambos extremos del pilar, positivo si la curvatura es simple y negativo en caso contrario

El pilar se dimensionará con P_u y M_c , calculado como:

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1.0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot \ell_u)^2}$$

$$EI = \frac{(0.2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{se})}{1 + \beta_d} \approx \frac{0.4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

Si no hay cargas transversales importantes en el interior del pilar (lo que siempre se supone en el programa)

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

donde

β_d es la relación entre el axil mayorado de cargas permanentes y el axil mayorado total ($\beta_d \leq 1$). Como simplificación puede tomarse $\beta_d = 0,6$.

Se considerará una excentricidad mínima o accidental, no simultanea en cada plano, igual a

$$e_{\min} = 1.5\text{cm} + 0.03 \cdot h$$

de forma que el momento ampliado será no menor de (unidades en Kgf y cm)

$$M_c \nless \delta_{ns} \cdot P_u \cdot (1.5 + 0.03 \cdot h)$$

Pórticos traslacionales

El pandeo puede ignorarse si la esbeltez, λ , es menor de 22.

Los momentos en ambos extremos del pilar se tomarán como

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \cdot M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

donde

M_{ns} son los momentos de primer orden en ambos extremos del pilar causados por cargas que no producen desplazamientos horizontales.

M_s son los momentos de primer orden en ambos extremos del pilar causados por cargas que producen desplazamientos horizontales.

Para el cálculo de $\delta_s M_s$ se establecen tres métodos alternativos. El programa utiliza el siguiente (aunque estudiando pilar a pilar, y no la planta globalmente):

$$\delta_s \cdot M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \cdot \sum P_c}} \geq M_s$$

donde

$\sum P_u$ es la suma de todas las cargas verticales sobre la planta

$\sum P_c$ es la suma de todos los P_c de la planta, calculados como en pórticos intraslacionales aunque tomando $\beta_d = 0$.

Si se cumple que

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c \cdot A_g}}}$$

el pandeo se calculará como en pórticos intraslacionales, con los valores de **k**, **M₁** y **M₂** aquí indicados, y los del resto de variables, como en pórticos intraslacionales. En caso contrario, basta considerar como momento de pandeo el máximo entre **M₁** y **M₂**.

En pórticos desplazables, las vigas deben resistir los momentos amplificados transmitidos por los pilares, lo que no es tenido en cuenta por el programa de forma automática, si bien, para estas vigas, puede utilizarse el método de los coeficientes de amplificación antes expuesto.

6.8 Cortante y torsión

En este apartado, se limita $\sqrt{f'_c}$ a 8,3 MPa, lo que equivale a limitar f'_c a 68,9 MPa.

6.8.1 Esfuerzo cortante

La resistencia a cortante se produce cuando se cumple que

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

El cortante de dimensionamiento, **V_u**, se puede calcular a una distancia **d** de la cara del soporte, salvo que la carga se produzca dentro de esa zona o la última biela de compresión de la viga no coincida con una biela de nudo (porque la viga **cuelga** de un pilar superior traccionado, por ejemplo).

Esfuerzo cortante resistido por el hormigón (**V_c**)

Se definen varios métodos alternativos. En **Tricalc** se utilizan las siguientes expresiones (en todas ellas, **f'_c** en MPa, **N_u** en kN, **b_w** y **d** en mm y **A_g** en mm²; obteniéndose **V_c** en kN):

En secciones sometidas a cortante y flexión

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

En secciones sometidas a compresión (**N_u**>0)

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

En secciones sometidas a tracción significativa (**N_u**<0), se utiliza la expresión

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \frac{0,29 \cdot N_u}{A_g} \right) \leq 0$$

En secciones circulares de diámetro **Ø**, se puede tomar '**b_w** = **Ø**' y '**d** = 0,8·**Ø**'.

Esfuerzo cortante resistido por la armadura de cortante (**V_s**)

Los refuerzos de cortante pueden estar constituidos por estribos perpendiculares a la directriz de la barra o por mallas electrosoldadas. En barras no pretensadas, también se pueden usar estribos inclinados más de 45° o refuerzos longitudinales doblados más de 30°, o una combinación de estribos y barras dobladas. En el programa se utilizan exclusivamente estribos perpendiculares a la directriz de la barra.

La armadura de cortante tendrá una tensión de diseño no mayor de **420 MPa**, salvo en caso de mallas, en las que el límite está en **550 MPa**.

Con estribos perpendiculares a la barra,

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi \cdot V)}{\phi \cdot f_y \cdot d}$$

Se debe cumplir que (unidades en **MPa** y **mm**)

$$V_s \leq 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

En elementos no pretensados, y con estribos verticales, la distancia entre estribos será no mayor de **d/2** ni de **60cm**.

Si $V_s > 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d$ (con f'_c en MPa) la distancia límite será la menor entre **d/4** y **30cm**.

Armadura mínima de cortante

Debe haber armadura de cortante en todo elemento flexionado de hormigón armado, cuando $V_u > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$, salvo:

en losas, zapatas y viguetas

en alveoplasas de canto no mayor de **315 mm** o con $V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_{cw}$.

en vigas con canto menor del máximo entre **25cm**, **2,5·h_f** y **0,5·b_w**

En el programa, toda barra de hormigón contará con armadura de cortante salvo losas de forjado, zapatas y muros de sótano; y cuando no sea necesario en nervios de forjados reticulares y muros resistentes.

La armadura de cortante mínima, en mm², es (unidades en **MPa** y **mm**):

$$A_{v,min} = 0,062 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \leq 0,35 \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

Diseño a torsión

Se permite no considerar la torsión cuando se cumple, en elementos no pretensados (unidades en **MPa** y **mm**):

$$T_u < 0,083 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 \cdot A_g \cdot \sqrt{f'_c}}}$$

siendo

A_{cp} Área encerrada por el perímetro de la sección. En secciones macizas coincide con **A_g**.

p_{cp} Perímetro exterior de la sección.

N_u Axil existente (compresión positiva)

Se permite, como en cortante, utilizar como sección de dimensionamiento una sección situada a **d** de la cara del soporte, salvo que existe un torsor aplicado en ese tramo.

La tensión de la armadura transversal de torsión, **f_{yt}**, no será mayor de **420 MPa**. Para determinar la armadura de torsión, se aplica

$$\phi \cdot T_n \geq T_u$$

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cot \theta$$

donde

A_o es el área de la sección hueca eficaz, que puede tomarse como **0.85·A_{oh}**.

A_t es el área de una rama del estribo exterior

θ es el ángulo de las bielas, entre 30° y 60°. En el programa se toma 45°

La armadura longitudinal adicional necesaria por torsión es

$$A_t = \frac{A_t}{s} \cdot p_h \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta$$

donde

A_t es el área de estribos estrictamente necesaria para torsión.

Agotamiento por cortante más torsión

Para dimensionar una sección maciza, se debe cumplir (unidades en **MPa** y **mm**)

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \right)$$

donde

p_h es el perímetro del estribo más exterior de la sección

A_{oh} es el área encerrada por el estribo más exterior de la sección

El armado de torsión se debe sumar al de flexión y cortante. El espaciamiento entre redondos debe ser el más restrictivo. Se permite reducir el área de armadura longitudinal necesaria por torsión en la zona comprimida por flexión de la sección, pero esto no es tenido en cuenta por **Tricalc**.

Refuerzo mínimo de torsión

Si es necesario armado de torsión, los estribos deben cumplir (unidades en **MPa** y **mm**)

$$(A_v + 2 \cdot A_t) \geq 0,062 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \nless \frac{0,35 \cdot b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

Si es necesario armado de torsión, la armadura longitudinal debe cumplir (unidades en **MPa** y **mm**)

$$A_{t,min} = \frac{0,42 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y}$$

donde

A_v es la armadura de cortante en la dirección considerada

A_t/s no debe tomarse menor de **1.70·b_w/f_{yv}**

Separación del armado de torsión

Los estribos no deben separarse más de **p_h/8** ni **30cm**.

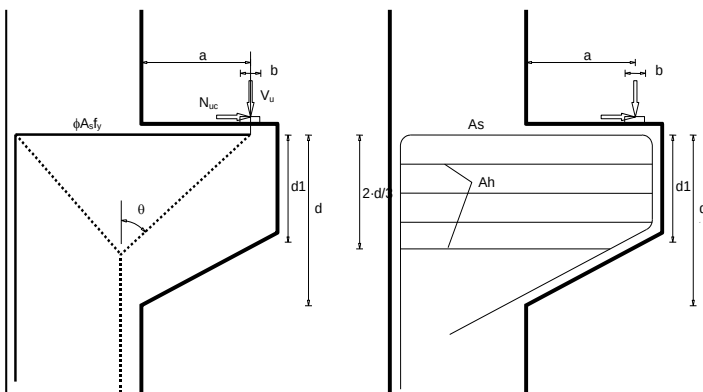
La armadura longitudinal de torsión debe distribuirse uniformemente y no deben separarse los redondos más de **30cm**. Su diámetro debe ser no menor de 0,042·s_t ni menor del No.10 [9.5mm].

El armado de torsión debe prolongarse al menos **(b_t+d)** más allá del punto necesario.

Requisitos especiales para ménsulas cortas

Campo de aplicación

Si **a/d < 2**, se puede utilizar el método general de bielas y tirantes (Apéndice A del ACI 318M-11), procedimiento no contemplado en **Tricalc**. Si **a/d ≤ 1** y **N_{uc} ≤ V_u**, se puede utilizar lo indicado en el apartado 11.8 de ACI-318, que es el procedimiento que sigue **Tricalc**. También se debe cumplir que el canto útil en el exterior de la zona cargada, d₁, no sea menor de la mitad del canto útil en el borde del pilar de apoyo, d.



Dimensionado de la armadura

La sección en la cara de apoyo debe resistir, simultáneamente, un cortante V_u, un momento [V_u·a + N_{uc}·(h - d)] y una tracción horizontal N_{uc}.

El factor reductor se tomará siempre **φ = 0.75**

El área de acero A_{vf} para resistir V_u se calculará de acuerdo con la expresión

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

siendo

V_n cortante resistente por fricción: $V_n = A_{sf} \cdot f_y \cdot \mu$;

f_y límite elástico del acero, pero no tomando un valor mayor de 420 MPa;

μ coeficiente de fricción, de valor:

= 1.4 para ménsula hormigonada monolíticamente con el pilar;

= 1.0 para ménsula hormigonada contra el hormigón del pilar endurecido;

= 0.6 para ménsula hormigonada contra el pilar de superficie poco rugosa.

El cortante resistente, V_n , cumplirá (unidades en **MPa** y **mm**):

$$V_n \leq 0.2 \cdot f'_c \cdot b_x \cdot d$$

$$V_n \leq (3,3 + 0,08 \cdot f'_c) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_n \leq 11 \cdot b_w \cdot d$$

El armado A_f , para resistir el momento $[V_u \cdot a + N_{uc}(h - d)]$, se calculará de acuerdo con los procedimientos habituales de flexión.

El armado A_n , para resistir la tracción N_{uc} , (que se considerará siempre como una sobrecarga) se calcula con:

$$N_{uc} \leq \phi \cdot A_s \cdot f_y \geq 0.2 \cdot V_u.$$

El armado principal, A_s , será:

$$A_s \geq (A_f + A_n)$$

$$A_s \geq (2 \cdot A_{vf}/3 + A_n)$$

$$A_s \geq 0.04 \cdot (f'_c/f_y) \cdot (b \cdot d)$$

Esta armadura se anclará al pilar mediante un codo de 90° y una longitud de anclaje en prolongación recta. El anclaje en la ménsula, medido a partir del extremo exterior de la zona cargada, podrá hacerse mediante

Patilla hacia abajo más la correspondiente longitud de anclaje en patilla (este procedimiento no está contemplado por ACI 318)

Redondo transversal soldado del mismo diámetro que la armadura principal.

El armado secundario estará formado por estribos, con área total A_h y distribuidos uniformemente en $2/3 \cdot d$, siendo

$$A_h \geq 0.5 \cdot (A_s - A_n)$$

Requisitos especiales para muros resistentes

Para el cortante de flexión, se deben seguir los criterios de losas de forjado. En este apartado se especifican las especificaciones referentes al cortante de tensión plana (provocado por acciones situadas en el plano del muro).

Si bien en el articulado de ACI 318M-11 se estudia el muro resistente entre dos plantas como una totalidad, en el programa se estudian las tensiones en todos los nodos del muro.

El diseño de la sección horizontal a cortante debe basarse en

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

El cortante de tensión plana resistido, V_n , no debe ser mayor de (unidades en **MPa y mm**)

$$V_n \leq 0,83 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d$$

donde

h es el espesor del muro

d es el canto útil del muro. A falta de un cálculo más estricto, puede tomarse **$h = 0,8 \cdot \ell_w$** .

ℓ_w es la dimensión horizontal del muro

h_w es la dimensión vertical del muro

Para muros sometidos a axil vertical N_u , puede tomarse (unidades en **MPa y mm**)

$$V_c = 0,27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 \cdot \ell_w}$$

Diseño de la armadura de cortante de muros (tensión plana)

Cuando $V_u > \phi \cdot V_c$, el refuerzo horizontal de cortante se calcula con

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s_2}$$

La cuantía horizontal del refuerzo de cortante, ρ_h , no será menor de **0,0025**, y la separación entre redondos, **s_2** , no será mayor de $\ell_w/5$ ni de **$3 \cdot h$** ni de **45cm**.

La cuantía vertical de refuerzo de cortante, ρ_v , no será menor de **0,0025** ni de la cuantía horizontal ni de

$$\rho_\ell = 0,0025 + 0,5 \cdot \left(2,5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) \cdot (\rho_t - 0,0025) \leq \rho_t$$

y su separación **s_1** no será mayor de $\ell_w/3$ ni de **$3 \cdot h$** ni de **45cm**.

Requisitos especiales para losas y zapatas. Punzonamiento

En las proximidades de pilares y cargas concentradas, se deben estudiar secciones planas a cortante y perímetros críticos a punzonamiento.

El perímetro crítico, b_0 , distará no menos de $d/2$ de la cara del pilar o carga concentrada. Como simplificación, se permiten perímetros sin esquinas redondeadas, si bien en el programa sí poseen esquinas redondeadas.

Se descuenta, del perímetro crítico, aquellas zonas en las que existan huecos a menos de 10 cantos del borde del pilar.

Para la transmisión de momentos en la unión losa – pilar, se establece un mecanismo idéntico a la de la antigua norma española EH-91.

El valor de V_c será el menor entre los siguientes (unidades en **MPa** y **mm**)

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

o

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

o

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

donde

β_c es la relación entre el mayor lado y el menor lado del pilar

α_s es de valor **40** para pilares interiores, **30** de medianería y **20** de esquina

b_o es la longitud del perímetro crítico

d es el canto útil de la losa

Refuerzo de punzonamiento con estribos verticales

Si el hormigón no es suficiente para resistir el punzonamiento ($\phi \cdot V_c < V_u$), se deberá colocar una armadura de punzonamiento. Para su cálculo, se sigue el mismo procedimiento que en vigas, pero se debe cumplir (unidades en **MPa** y **mm**)

$$V_c \geq 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

El punzonamiento resistido ($V_c + V_s$) se limita a (unidades en **MPa** y **mm**)

$$V_n \geq 0,5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

La máxima tensión tangencial a una distancia **d/2** por fuera del último estribo del refuerzo de punzonamiento será (unidades en **MPa** y **mm**)

$$\phi v_n \geq \phi \cdot 0,17 \sqrt{f'_c}$$

6.9 Anclajes y empalmes de armaduras

6.9.1 Anclaje de refuerzos – General

Las barras necesitan ser ancladas mediante prolongaciones rectas, ganchos, patillas o enlaces mecánicos. Las barras comprimidas no deben anclarse con ganchos ni patillas.

Se establece como gancho y patilla normalizadas (en ACI se denominan **hook** ambos elementos):

- Gancho: Codo de 180° más 4 diámetros, no menor de 65 mm
- Patilla: Codo de 90° más 12 diámetros

En el caso de cercos y estribos, los valores son diferentes:

- Patilla para No.10 a No.16: Codo de 90° más 6 diámetros
- Patilla para No.19 a No.25: Codo de 90° más 12 diámetros
- Gancho: Codo de 135° más 6 diámetros
- En caso de sismo: Codo de 130° más 6 diámetros pero no menos de 75 mm

El diámetro de los mandriles para doblado será

Barra	diámetro mínimo
No.10 a No.25 [9.5mm a 25.4mm]	6·db
No.29 a No.36 [28.7mm a 35.8mm]	8·db
Estribos	4·db

En este apartado, se limita $\sqrt{f'_c}$ a **8,3 MPa**. Equivale a limitar f'_c a **68,9 MPa**. La norma ACI 318M-11 establece requisitos especiales, no contemplados por **Tricalc**, cuando las barras poseen un recubrimiento de epoxi o cuando se utilizan áridos ligeros.

6.9.2 Desarrollo de redondos traccionados

La longitud de desarrollo, ℓ_d , no debe ser menor de **30cm**.

Se considera que la distancia libre entre redondos anclados o solapados es $\geq d_b$, que el recubrimiento a caras es $c_c \geq d_b$ y que hay estribos en la zona ℓ_d según indica la norma.

- Para barras del No.19 [19.1mm] o menores (unidades en **MPa** y **mm**),

$$\ell_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1 \sqrt{f'_c}} \cdot d_b$$

- Para barras del No.22 [22.2mm] o mayores (unidades en **MPa** y **mm**),

$$\ell_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e}{1,7 \sqrt{f'_c}} \cdot d_b$$

donde

ψ_t es el factor de posición de la barra:

= 1,3 mala adherencia (posición II). Refuerzos horizontales con más de 30cm de hormigón fresco por debajo de él.

= 1,0 buena adherencia (posición I). Resto de casos.

ψ_e es el factor por tratamiento superficial de la barra (epoxi o galvanizado)

= 1,0 en el caso de no contar con tratamiento superficial

Se puede reducir la longitud de anclaje en la relación $A_{s,nec}/A_{s,real}$ salvo que el anclaje responda a los requisitos de cálculo sísmico.

6.9.2.1 Desarrollo de redondos traccionados mediante patillas estándar

El desarrollo del anclaje con patilla de barras traccionadas, ℓ_{dh} , será no menor de **8·d_b** ni de **15cm**.

La longitud de desarrollo de anclaje en patilla es (unidades en MPa y mm)

$$\ell_{dh} = \frac{0,24 \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot d_b$$

Esta longitud podrá multiplicarse por $A_{s,nec}/A_{s,real}$.

Para barras del No.36 [35,8mm] o menores, recubrimiento lateral no menor de **65mm** y recubrimiento de la patilla no menor de **50mm**, se podrá multiplicar ℓ_{dh} por **0,7**; lo cual no es tenido en cuenta por el programa.

Desarrollo de redondos en compresión

La longitud de desarrollo, ℓ_{dc} , no debe ser menor de **20cm**.

La longitud de desarrollo, ℓ_{dc} , debe ser (unidades en MPa y mm)

$$\left. \begin{aligned} \ell_{dc} &= 0,24 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot d_b \\ \ell_{dc} &\leq 0,043 \cdot f_y \cdot d_b \end{aligned} \right\}$$

Esta longitud podrá multiplicarse por $A_{s,nec}/A_{s,real}$.

Desarrollo de mallas electrosoldadas en tracción

Si existen barras perpendiculares soldadas a más de **5cm** del comienzo de la longitud de anclaje, la longitud de anclaje normal podrá multiplicarse por el factor, no mayor de 1 y mayor de (unidades en MPa y mm)

$$\frac{f_y - 240 \text{ MPa}}{f_y}$$

y

$$\frac{5 \cdot d_b}{s}$$

En todo caso, $\ell_d > \mathbf{20cm}$.

Para diámetros mayores de MD200 [16,0 mm], debe utilizarse el apartado correspondiente a mallas de redondos lisos, que indica que la longitud de anclaje se satisface si, desde 50 mm del punto crítico, hay dos alambres en la dirección ortogonal, cumpliéndose además que

$$\ell_d \geq 3,3 \frac{A_b}{s} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Siendo s la separación entre las barras a anclar y ℓ_d la distancia entre el punto crítico y el último alambre ortogonal. Esta longitud puede multiplicarse por $A_{s,nec}/A_{s,real}$, pero con $\ell_d \leq 15\text{cm}$.

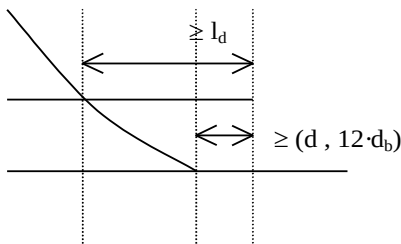
Desarrollo de refuerzos de flexión – General

Se permite el anclaje mediante barras inclinadas hacia la cara opuesta de la viga. En el programa no se utilizan barras inclinadas.

La armadura longitudinal se prolongará, más allá de lo en absoluto necesario por cálculo, el máximo entre d y $12 \cdot d_b$.

La longitud de anclaje, ℓ_d , se mide desde el punto en que el redondo es totalmente necesario por cálculo. Si en las opciones de armado se deshabilita la opción ‘anclaje reducido’, esta longitud se medirá desde el punto en el que el redondo ya no es en absoluto necesario.

Este procedimiento es diferente al de otras normativas, como EHE, donde se suma el decalaje más el anclaje.



Las barras no se cortarán en zona traccionada (barras superiores en zona de momentos negativos, y barras inferiores en zona de momentos positivos) salvo que se cumpla una de las condiciones siguientes:

El cortante en el punto de terminación de la barra no es mayor de $2/3$ del cortante resistido

Existe una armadura de estribos superabundante en ese punto en una longitud $3/4d$, y con un exceso de al menos $0,41 \cdot b_w \cdot s / f_y$, con $s \leq d/8\beta_b$, siendo β_b la relación entre el área de los redondos cortados y el área total de la armadura de tracción, en ese punto.

La barra cortada es del No.36 [35.8mm] o menor y la armadura no cortada es al menos el doble de la necesaria y el cortante es no mayor de $3/4$ del cortante resistido

En el programa no se tiene en cuenta esta prescripción.

Desarrollo de los refuerzos de positivos

Al menos $1/3$ de del refuerzo de positivos en elementos aislados y $1/4$ en elementos continuos deben prolongarse hasta los apoyos (en el programa siempre se prolonga $1/3$ del refuerzo máximo de positivos). En caso de vigas, este refuerzo debe penetrar en el pilar al menos **15cm**. Cuando la viga pertenece al sistema de resistencia a fuerzas horizontales del edificio, ese armadura de positivos debe penetrar en el pilar al menos la longitud de anclaje.

Desarrollo de los refuerzos de negativos

Al menos $1/3$ de la armadura de negativos de un apoyo debe prolongarse más allá del fin de zona de momentos negativos una longitud no menor de d , $12 \cdot d_b$, $1/6 \cdot \ell_n$, siendo ℓ_n la luz libre entre apoyos.

La longitud de anclaje se mide en la cara del soporte.

Empalme de armaduras – General

En el programa sólo se utilizan empalmes por solape ("lap splices"). No deben usarse para barras mayores del No.36 [35.8mm]. Las barras solapadas no deben distanciarse más de 1/5 de la longitud de solape ni de **15cm**.

En el programa se considera el caso más desfavorables entre barra traccionada y comprimida.

Empalme de redondos traccionados

La longitud de solape será no menor de **30cm** ni

Solape de clase A: **$1.0 \cdot l_d$** .

Solape de clase B: **$1.3 \cdot l_d$** .

Los solapes se considerará de clase **B** salvo que en esa zona el armado longitudinal sea más de 2 veces el necesario y se solapa no más de 1/2 de todo el armado longitudinal.

Empalme de redondos comprimidos

La longitud de solape será

Para **$f_y \leq 420 \text{ MPa}$** (unidades en MPa y mm)

$$0,071 \cdot f_y \cdot d_b$$

Para **$f_y > 420 \text{ MPa}$** (unidades en MPa y mm)

$$(0,13 \cdot f_y - 24) \cdot d_b$$

En todo caso la longitud de solape será no menor de **30 cm**.

Si **$f_c < 21 \text{ MPa}$** , se multiplicará la longitud de solape por **4/3**.

Si se solapan redondos comprimidos de distinto diámetro, la longitud de solape será no menor de la longitud de anclaje de la barra de mayor diámetro ni de la longitud de solape de la barra de menor diámetro.

Empalme de mallas electrosoldadas en tracción

La longitud mínima de solape es **$1.3 \cdot l_d$** y no menor de **20cm**. Para esta expresión, no se tendrá en cuenta la longitud mínima de anclaje de **20cm**.

El solape sin contar el trozo de barra después de la última barra ortogonal soldada será no menor de **5cm**.

Para diámetros mayores de MD200 [16,0 mm] se utilizarán los criterios de mallas de redondos lisos.

6.10 Losas en dos direcciones

Este capítulo se refiere a losas y forjados reticulares armadas a flexión en dos direcciones con o sin vigas entre apoyos.

6.10.1 Refuerzos de losa

El armado será no menor del indicado para armadura de retracción.

La separación entre redondos en las secciones críticas será no mayor de **$2 \cdot h$** . (No se aplica en los nervios de reticulares).

La totalidad de la armadura de positivos de un vano debe llegar a los bordes no continuos de la losa (es decir, en los vanos extremos).

El anclaje de negativos se mide a partir de la cara del apoyo (muro, pilar o viga).

6.10.1.1 Detalles de refuerzos en losas sin vigas

En el caso de losas sin vigas entre apoyos se indican una serie de requisitos adicionales. En el programa se puede definir, en las opciones de armado de forjados reticulares, losas de forjado y losas de cimentación, si se desean considerar o no estos requisitos.

Se deben cumplir las disposiciones de la figura 13.3.8 cuando la losa pertenece al sistema principal de resistencia de esfuerzos horizontales, que entre otras cosas, indica que en los vanos extremo, la totalidad del armado de positivos, debe llegar a los bordes de la losa.

6.10.2 Procedimientos de diseño y cálculo

Se deben cumplir los requerimientos de equilibrio, compatibilidad y limitación de deformaciones.

Para cargas verticales, se puede usar el **Método Directo** o el de **Pórticos Equivalentes**. Para cargas horizontales se deben usar otros procedimientos que tengan en cuenta la reducción de rigidez de la fisuración de la losa. El programa calcula las losas y reticulares mediante su asimilación a un emparrillado de barras ortogonales entre sí, tal como se especifica en el capítulo correspondiente del manual.

Se permite, de forma opcional, considerar una redistribución (plastificación) de momentos flectores M_z en vanos de hasta un 15% del momento negativo, afectando tanto al armado de los nervios como de los ábacos. Esta redistribución se realiza vano a vano de cada nervio de forma independiente. Para la definición de los apoyos (y por tanto los vanos) se utilizan los **picos** de los momentos negativos de la hipótesis de carga permanente.

Se realizará esta redistribución siempre que el momento máximo positivo sea no menor de $\frac{1}{4}$ del máximo negativo ni mayor del máximo negativo y existan momentos negativos en ambos extremos (o próximos a cero). No se descenderá la gráfica de aquel extremo en que exista momento positivo.

La transmisión de momentos de la losa a los pilares se realiza parte por flexión y parte por excentricidad del cortante, tal como se indica en el apartado correspondiente al punzonamiento.

6.11 Muros resistentes de hormigón armado

Este apartado se aplica a muros sometidos a carga en su plano, con o sin flexión.

6.11.1 Armadura mínima de refuerzo

La cuantía vertical será no menor de

0,0012 para barras no mayores del No.16 [15.8mm] y con $f_y > 420 \text{ MPa}$.

0,0012 para mallas electrosoldadas de diámetro hasta MD200 [16,0mm]

0,0015 para el resto de barras.

La cuantía horizontal será no menor de:

0,0020 para barras no mayores del No.16 [15.88 mm] y de límite de fluencia mayor de 420 MPa.

0,0020 para mallas electrosoldadas de diámetro hasta MD200 [16,0mm]

0,0025 para el resto de barras.

Los muros de más de **25cm** de espesor, deben tener armado en ambas caras y direcciones, debiendo tener la cara menos armada, al menos $\frac{1}{3}$ de la armadura de ambas caras. En el programa, todos los muros tienen armado en ambas caras y direcciones.

La separación entre redondos no será mayor de 3 veces el espesor ni **45cm**.

Si la armadura vertical está comprimida y su cuantía excede el 1%, se deben utilizar estribos.

Los huecos deben rodearse de al menos dos barras del No.16 [15.9mm] ancladas después de las esquinas. Esta armadura, constructiva, no es colocada por el programa.

Para el cálculo de los muros, se pueden seguir los procedimientos generales de elementos comprimidos (es decir, como los pilares). Para la longitud de pandeo, el programa considera **0,8** veces la altura de entrepiso para muros intraslacionales, y **2,0** veces para muros traslacionales. En todo caso, puede fijarse el factor de longitud de pandeo. También puede deshabilitarse la comprobación a pandeo y comprobar los efectos de segundo orden mediante coeficientes de amplificación.

6.12 Zapatas

Este apartado se aplica a zapatas aisladas y, en lo que sea aplicable, a zapatas combinadas.

Los elementos de cimentación se calculan con las cargas mayoradas (factorizadas). El tamaño de la zapata se determina con las cargas sin mayorar (sin factorizar o de servicio).

Para zapatas apoyadas en el terreno, su canto mínimo será de **15cm**; para encepados sobre pilotes, **30cm**.

6.12.1 Momentos en zapatas

La sección crítica es una sección vertical en la cara de soportes o muros de hormigón. En el caso de soportes o muros de fábrica, la sección crítica es una sección vertical situada a 0.25 veces hacia el interior del espesor del soporte o muro. En el caso de soportes metálicos, la sección crítica es una sección vertical situada entre la cara del soporte y el de la placa de apoyo.

En zapatas corridas y zapatas aisladas cuadradas, el armado se distribuye de forma uniforme en toda la zapata.

En zapatas rectangulares, de $a \cdot b$ con $a > b$, el armado se reparte:

- El paralelo a la dimensión mayor, uniformemente.
- En la dirección menor, en una banda de ancho **b**, se distribuye $A_s = A_{s,tot} \cdot 2/(a/b+1)$. El resto, uniformemente fuera de dicha banda.

6.12.2 Cortante en zapatas

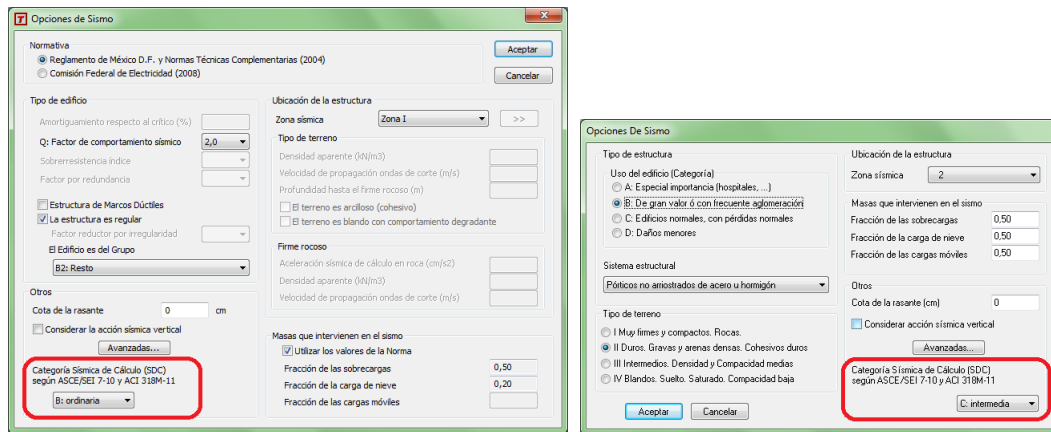
La sección crítica se mide desde la cara del soporte o muro (o desde una sección intermedia entre la cara del soporte y el borde de la placa de apoyo en soportes metálicos). Es decir, la sección crítica es una sección situada a **d/2** de la sección de referencia aquí indicada.

6.13 Prescripciones especiales para cálculo sísmico

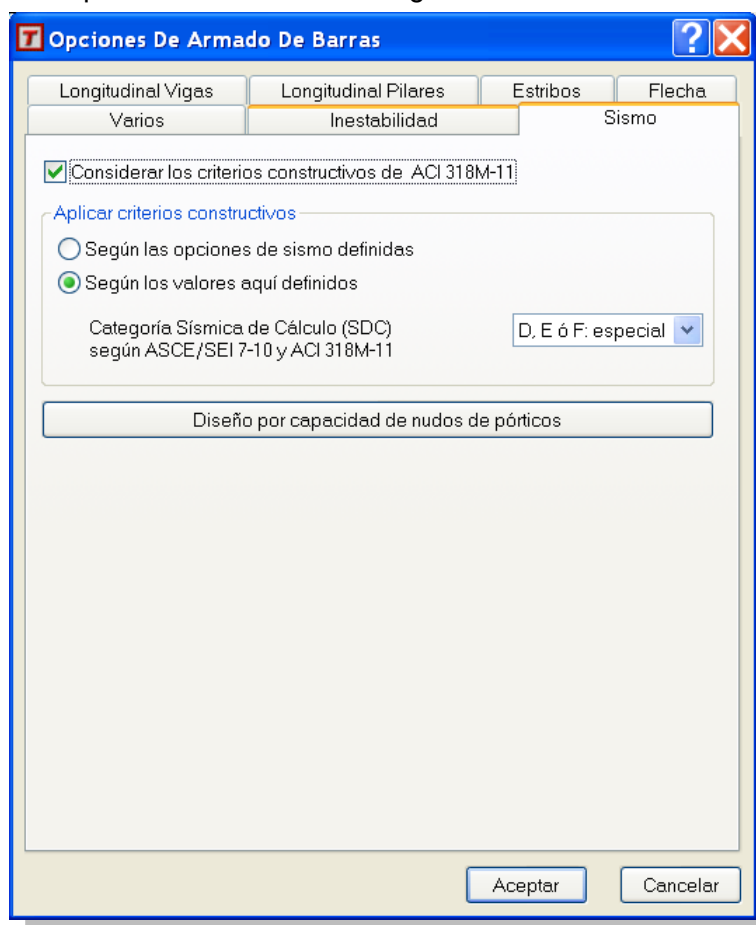
El capítulo 21 de ACI 318M-11 define las prescripciones que deben cumplir las estructuras sometidas a sismo. Para ello, se definen cuatro niveles de exigencia en base a la categoría sísmica de cálculo, SDC (Seismic Design Category), establecida:

- SDC A: No es necesario considerar el capítulo 21 de ACI 318M-11.
- SDC B: Requisitos ordinarios.
- SDC C: Requisitos intermedios.
- SDC D, E o F: Requisitos especiales.

Si se habilitan las cargas sísmicas, el programa respetará las prescripciones de este apartado en función de la categoría sísmica de cálculo, que puede establecerse al definir las acciones sísmicas por el método dinámico, en las normas México-USA y Chile-USA:



También es posible fijarlo, para las normas USA-Internacional, México-USA y Chile-USA, en las opciones de armado de barras, zapatas y vigas centradoras, encepados y pilotes, muros de sótano y contención, pantallas de contención, forjados reticulares, losas de forjado, rampas y escaleras, y muros resistentes. En dichas opciones aparece una pestaña **Sismo** como la siguiente:



Nota: la opción **Según las opciones de sismo definidas** no está disponible en la norma USA-Internacional.

6.13.1 Requisitos especiales (SDC D, E o F)

6.13.1.1 Materiales

Se pueden usar aceros A706M de Grado 420. El acero ASTM A615M de Grados 280 y 420 también se permiten si la tensión de rotura es al menos $1,25 \cdot f_y$,

La resistencia a compresión del hormigón, f_c' , será no menor de **21 MPa**.

6.13.1.2 Elementos flexionados de pórticos

Se consideran elementos flexionados aquellos en los que el axil mayorado de compresión es menor de $0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$.

La longitud libre no debe ser menor de 4 veces el canto útil, lo cual no es comprobado por el programa.

El ancho de la sección no debe ser menor de 0,3 veces el canto ($b \geq 0.3 \cdot h$), ni de **25cm**. Su incumplimiento aparecerá como advertencia en el chequeo de la geometría. Tampoco debe ser mayor del ancho del pilar más $\frac{3}{4}$ del canto de la viga a cada lado del pilar.

6.13.1.2.1 Armadura longitudinal

Salvo si se cumple que la armadura longitudinal en toda la viga supera $\frac{1}{3}$ a la necesaria (lo cual no se comprueba en el programa), la armadura inferior y superior cumplirá (unidades en **MPa** y **mm**)

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \leq 1,4 \cdot \frac{b_w \cdot d}{f_y}$$

La cuantía inferior y superior será no mayor de 0.025, y estará formada al menos por dos barras continuas.

La resistencia a flexión inferior en el apoyo será no menor de $\frac{1}{2}$ de la superior ($M_n^+ \geq 0.5 \cdot M_n^-$).

La resistencia a flexión superior e inferior en todo el vano será no menor de $\frac{1}{4}$ del máximo momento resistente en los apoyos.

Los solapes de la armadura de flexión se permiten sólo si existen estribos en la longitud de solape, con una separación de no más de $d/4$ ni 10cm. Los solapes no están permitidos en nudos, ni en vigas a menos de dos cantos de la cara del pilar ni en rótulas plásticas. (Sí se pueden usar solapes mecánicos o soldados). Esto no es comprobado por el programa.

6.13.1.2.2 Armadura transversal

En una zona de 2 cantos de la cara de pilares, los estribos se separarán no más de

$$d/4$$

$$6 \cdot \phi_{l,min}$$

$$24 \cdot \phi_t$$

$$15cm.$$

En el resto de la viga, la distancia entre estribos será no mayor de $d/2$.

Para la determinación del cortante de diseño, V_e , se considera el cortante isostático más un cortante hiperestático producido por unos momentos flectores en los extremos calculados como el máximo momento flector que resiste la sección con un límite elástico de $1.25 \cdot f_y$. De esta forma, el cortante hiperestático es:

$$\pm(M_{pr1} + M_{pr2})/L.$$

6.13.1.3 Elementos sometidos a flexión y axil.

Son elementos en los que el axil mayorado de compresión supera $0.1 \cdot A_g \cdot f_c'$.

La menor dimensión del pilar (medido pasando por el centro de gravedad) será no menor de **30cm**. La dimensión del pilar medida ortogonalmente a ésta, será no mayor de 2.5 veces la mínima. Si no es así, el programa lo indicará como advertencia en el listado de errores de geometría.

6.13.1.3.1 Resistencia mínima a flexión

En los nudos de pórticos especiales resistentes a momento, se debe cumplir que:

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5) \cdot \Sigma M_{nb}$$

Siendo

M_{nc} Momentos resistentes de los pilares en el plano del pórtico, calculados en la cara del nudo, concomitante con el axil que de una resistencia menor.

M_{nb} Momentos resistentes de las vigas, calculados en la cara del nudo.

Esta prescripción trata de evitar el caso de viga fuerte – pilar débil, que puede provocar el colapso prematuro de la estructura.

En los parámetros nacionales por país, puede indicarse que esta prescripción también se realice en pórticos intermedios (es decir, estructuras con SDC C).

En las opciones puede modificarse también el factor 6/5 que prescribe esta norma.

6.13.1.3.2 Armadura longitudinal

La cuantía longitudinal debe estar entre **0.01** y **0.03**, sin considerar las zonas de solape, que se realizarán en la zona central del pilar. El límite superior se puede modificar en los Parámetros nacionales por país.

6.13.1.3.3 Armadura transversal

En una longitud ℓ_0 a ambos extremos del pilar, la cuantía de cortante en cada dirección, será no menor de

$$A_{sh} = 0.3 \cdot (s \cdot h_c \cdot f'_c / f_{yh}) \cdot [(A_g / A_{ch}) - 1]$$

$$A_{sh} = 0.09 \cdot s \cdot h_c \cdot f'_c / f_{yh}$$

donde

s es la separación entre estribos

h_c es la dimensión del núcleo (entre estribos) perpendicular a la dirección considerada

A_{ch} es el área del núcleo de la columna a haces exteriores de los estribos

La distancia entre estribos será no mayor de 1/4 de la mínima dimensión del pilar ni $6 \cdot \phi_{l,min}$, ni de s_x :

$$s_x = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right); \quad 10 \geq s_x \geq 15$$

siendo **h_x** la máxima distancia entre ramas de estribos (en las dos direcciones) en cm, que no podrá ser mayor de **35cm**.

La distancia ℓ_0 será no menor de la máxima dimensión del pilar; de **1/6** de la altura libre del pilar ni de **45cm**.

Esta armadura transversal debe penetrar al menos **30cm** en la zapata.

En el resto del pilar, los estribos no distarán menos de $6 \cdot \phi_{l,min}$ ni de **15cm**.

Para la determinación del cortante de diseño, **V_e**, se considera el cortante isostático más un cortante hiperestático producido por unos momentos flectores en los extremos calculados como el máximo momento flector que resiste la sección con un límite elástico de **1.25·f_y**. De esta forma, el cortante hiperestático es

$$\pm(M_{pr1} + M_{pr2}) / H.$$

6.13.1.4 Longitud de desarrollo en barras traccionadas

La longitud de anclaje con patilla en tracción, **l_{dh}**, en un nudo será no menor de **8·d_b**, ni de **15cm** ni de la longitud indicada por (unidades en **MPa** y **mm**)

$$\ell_{dh} = f_y \cdot d_b / (5.4 \cdot \sqrt{f'_c})$$

En el caso de anclaje en prolongación recta, la longitud de anclaje será **2.5** veces la anterior (barras en posición de buena adherencia) o **3.5** veces la anterior (barras en posición de adherencia deficiente). Si debido a ello, la barra sobrepasa el nudo (zona de intersección viga – pilar), la longitud sobrepasada se multiplicará por **1.6**. Esta última prescripción no es tomada en cuenta por el programa.

6.13.1.5 Muros resistentes

La cuantía de armadura longitudinal (horizontal y vertical) será no menor de 0.0025 cuando el cortante de tensión plana supere (unidades en **MPa** y **mm**)

$$0.083 \cdot A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

siendo **A_{cv}** el área de hormigón perpendicular al cortante considerado.

La distancia entre redondos no debe ser mayor de **45cm**.

El esfuerzo nominal de cortante resistido por un muro no debe superar (unidades en **MPa y mm**)

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y)$$

siendo

A_{cv}	el área de hormigón perpendicular al cortante considerado
A_{cp}	el área (horizontal) de hormigón perpendicular al cortante considerado
α_c	un factor de valor $= 0,25$ para $h_w/\ell_w \leq 1,5$ $= 0,17$ para $h_w/\ell_w \geq 2$ interpolando linealmente para valores intermedios
h_w	altura del muro o parte de él considerado (dimensión ortogonal al cortante considerado)
ℓ_w	longitud del muro o parte de él considerado (dimensión paralela al cortante considerado)
ρ_n	cuantía de la armadura longitudinal perpendicular al cortante considerado
Si $h_w/\ell_w \leq 2$, la cuantía paralela al cortante (ρ_v , en general horizontal) no será inferior a la cuantía ortogonal (ρ_n , en general vertical).	
Si la tensión en algún punto del muro supera $0.2 \cdot f'_c$, se deben disponer estribos en los bordes (incluyendo huecos) o en todo el muro. Cuando ocurre esto, el programa coloca armadura transversal (ganchos o estribos) en todo el muro, aunque no fueran necesarios por cálculo.	

6.13.1.6 Diafragmas estructurales

Su espesor será no menor de **5cm**, salvo si la capa de compresión no es solidaria, que será de 6.5cm.
La armadura se separará no más de **45cm**. En caso de utilizar mallas, la separación perpendicular a los nervios será no mayor de **25cm**.

6.13.2 Requisitos intermedios (SDC C)

El cortante de elementos flexionados (vigas y losas) se calculará duplicando el efecto del sismo; es decir, duplicando el factor que multiplica a las acciones sísmicas **E** en las combinaciones de acciones. Este cortante será no menor de la suma del cortante isostático debido a cargas gravitatorias más el cortante hiperestático debido a la resistencia a flexión de ambos extremos de la viga dividido por su luz libre.

En el caso de elementos comprimidos (pilares), se calculará multiplicando por $\Omega_o = 3,0$ el efecto del sismo; es decir, triplicando el factor que multiplica a las acciones sísmicas **E** en las combinaciones de acciones. Este cortante será no menor del cortante hiperestático debido a la resistencia a flexión de ambos extremos del soporte dividido por su altura libre.

6.13.2.1 Vigas

Son elementos en los que la compresión no excede $A_g \cdot f'_c / 10$.

En los Parámetros nacionales por país se puede indicar si se desea comprobar o no que:

- Su ancho mínimo será $b_w \geq 200$ mm
- El eje de la viga no estará a más de $0,25 \cdot c$ del eje del pilar, siendo c la dimensión del pilar perpendicular a la viga.

La cuantía geométrica de positivos y de negativos será $\rho \leq 0,025$

Debe haber, arriba y abajo, al menos 2 redondos 12 mm de diámetro

En los apoyos, el momento positivo de diseño será al menos un tercio del negativo: $M^+ \geq M^- / 3$.

En toda la viga, el momento positivo y negativo no será menor de 1/5 del máximo momento en los extremos de la viga.

En una zona de 2 cantos de las caras de los pilares, los estribos distarán no más del mínimo entre

$$d/4$$

$$8 \cdot \phi_{l,\min}$$

$$24 \cdot \phi_t$$

$$30\text{cm}$$

En el resto de la viga, la separación entre estribos será no mayor de **d/2**.

6.13.2.2 Pilares

En los Parámetros nacionales por país se puede indicar si se desea comprobar o no que su ancho y su canto serán $b \geq 250 \text{ mm}$; o $o \geq 200 \text{ mm}$ si $A_g \geq 0,0625 \text{ m}^2$.

Los estribos no estarán separados más de s_o en una longitud l_o de los extremos de la longitud neta del pilar.

La longitud s_o será no mayor del mínimo entre

$$8 \cdot \phi_{l,\min}$$

$$24 \cdot \phi_t$$

$$1/2 \text{ de la menor dimensión de la sección}$$

$$30\text{cm}$$

La longitud l_o será no menor del máximo entre

$$1/6 \text{ de la altura libre del pilar}$$

$$\text{la máxima dimensión de la sección}$$

$$45\text{cm}$$

En los parámetros nacionales por país se podrán definir otros valores para s_o y l_o , además de indicar si se desea que la cuantía de caortante en cada dirección respete:

$$A_{sh} = 0.2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

Donde

s es la separación entre estribos

b_c es la dimensión del núcleo (entre estribos) perpendicular a la dirección considerada

A_{ch} es el área del núcleo de la columna a haces exteriores de los estribos

A_{sh} es el área de las ramas de estribos paralelas a la dirección de estudio

En el resto del pilar, los estribos distarán no más de **2·s_o**.

6.13.2.3 Losas en dos direcciones sin vigas

En las opciones de armado de forjados reticulares y losas de forjado y de cimentación, es opcional el considerarlas como losas sin vigas o no a efectos de estas disposiciones.

En los parámetros nacionales por país se puede indicar si este apartado debe aplicarse a llas estructuras ordinarias (SDC B) en lugar de a las intermedias (SDC C).

Estas comprobaciones las lleva a cabo el programa nervio a nervio en todo el forjado o losa.

Al menos 1/4 del máximo refuerzo superior debe ser continuo en todo el vano.

Al menos 1/3 del máximo refuerzo superior debe ponerse como refuerzo inferior en todo el vano.

Al menos 1/2 del máximo refuerzo inferior de las bandas centrales, y la totalidad en las bandas de soportes, debe ser continuo en todo el vano.

6.14 Hormigón en masa estructural

Este apartado se aplica a elementos de hormigón sin armaduras o con armaduras menores de las mínimas requeridas para hormigón armado.

La resistencia a compresión del hormigón será no menor de **17 MPa**.

6.14.1 Método de cálculo

El cálculo se basa en un diagrama lineal tensión – deformación, tanto en compresión como en tracción.

El cálculo de una sección a flexión simple se basa en (unidades en **MPa** y **mm**)

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$M_n = 0,42 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot S_m$$

donde **S_m** es el módulo resistente a flexión, que en una sección **b·h** vale **S_m = b·h²/6**.

El cálculo de una sección a compresión simple se basa en

$$\phi \cdot P_n \geq P_u$$

$$P_n = 0,60 \cdot f'_c \cdot \left[1 - \left(\frac{l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \cdot A_1$$

donde

l_c altura del elemento

h espesor

A₁ área cargada

En una sección sometida a flexión compuesta con compresión, debe cumplirse en la fibra comprimida

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \leq 1$$

y en la fibra traccionada (unidades en **MPa** y **mm**)

$$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq 0,42 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c}$$

En una sección rectangular sometida a cortante, se debe cumplir

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

En elementos que se comportan como barras, como es el caso de cortante en zapatas, se tiene (unidades en **MPa** y **mm**)

$$V_n = 0,11 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h$$

En elementos que se comportan como losas bidireccionales, como en el caso de punzonamiento en zapatas, se tiene (unidades en **Kgf** y **cm**)

$$V_n = 0,11 \cdot \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot h$$

donde

β es la relación entre el lado mayor y menor del área cargada, aunque tomando siempre **β ≥ 2**.

6.14.2 Zapatas

El espesor será no menor de **20cm**, incluyendo el ‘hormigón de limpieza’ de **5cm**.

La sección crítica a flexión estará en la cara de soportes y muros de hormigón, en la mitad entre el eje y el borde de muros de ladrillo, y en la mitad entre el borde de la placa de anclaje y la cara de pilares metálicos.

La sección crítica a cortante se mide a partir de la cara de soportes y muros de hormigón o ladrillo, y de la mitad entre el borde de la placa de anclaje y la cara de pilares metálicos.

Se debe comprobar a cortante (efecto barra) una sección situada a una distancia **h** de la sección de referencia.

Se debe comprobar a punzonamiento (efecto losa bidireccional) un perímetro crítico de longitud **b_o** situado a **h/2** de la sección de referencia.

6.14.2.1 Cimentaciones de hormigón en masa en estructuras resistentes a sismo

Las estructuras diseñadas como de categoría SDC D, E o F no contarán con cimentaciones de hormigón en masa salvo:

- Viviendas unifamiliares de 3 o menos alturas
- Como cimentaciones de muros, si poseen armadura longitudinal de al menos 2 barras de No.13 de diámetro y cuantía no menor de 0,002.

6.15 Resistencia al fuego

Para evaluar la resistencia al fuego de los elementos de hormigón armado y en masa así como de los muros de fábrica, se utiliza la norma estadounidense ACI 216.1M-07 / TMS-216-07 (“**Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies**”).

6.15.1 Generalidades

Para la resistencia al fuego, se establece un espesor mínimo para muros y forjados de acuerdo con los apartados siguientes.

En los elementos de hormigón armado, la armadura principal de tracción debe tener un recubrimiento mínimo, teniendo en cuenta que los requerimientos de durabilidad de ACI 318 pueden ser más exigentes.

Para los elementos de hormigón armado, **Tricalc** asume que el árido empleado es de naturaleza silíceo, que corresponde con los valores más desfavorables de las tablas. Así mismo, en **Tricalc** no se consideran las prescripciones especiales de resistencia al fuego de los hormigones de alta resistencia (al igual que no se consideran para el ACI 318).

6.15.2 Soportes

Para definir las dimensiones mínimas de soportes realizados con hormigón con $f'_c \leq 85$ MPa se utilizan las tablas 2.7 y 2.8. Aquí se reflejan sólo los datos correspondientes a un árido silíceo. **Tricalc** no utiliza la tabla 2.8, que se refiere a pilares apantallados con $b > 450$ mm y que es menos exigente que la tabla 2.7.

Tabla 2.7 de ACI 216. – Dimensiones mínimas de pilares de hormigón (árido silíceo)

Dimensión mínima del pilar para una resistencia al fuego (mm)				
R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
200	230	250	300	350

El recubrimiento de la armadura longitudinal (de cara de redondo a paramento exterior), independientemente del tipo de árido, debe ser (siendo **t** el tiempo de resistencia al fuego en minutos):

$$r_c \geq \min \{50 \text{ mm}; 25 \text{ mm} \cdot t/60\}$$

Para este recubrimiento, puede contarse con el espesor equivalente de hormigón que represente el aislamiento contra incendios que se disponga.

6.15.3 Muros resistentes de hormigón armado

En la tabla 2.1 del ACI 216 se dan los espesores equivalentes que se tienen que cumplir dependiendo del tiempo de resistencia al fuego deseado. Aquí se reflejan sólo los datos correspondientes a hormigón con árido silíceo.

Tabla 2.1 del ACI 216.- Resistencia al fuego de muros de una hoja, forjados y cubiertas de hormigón

Espesor mínimo equivalente para una resistencia al fuego (mm)				
R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
90	110	125	157	175

6.15.4 Vigas

Para el cálculo de la resistencia a fuego de vigas, las prescripciones dependen de si la viga se considera restringida o no, de acuerdo con la tabla 2.2 de ACI 216. Se considera restringida si en alguno de los extremos aparecen momentos de empotramiento. En el caso de **Tricalc**, se asume que la viga no está restringida sólo si no está unida a otra viga en ninguno de sus extremos.

El espesor mínimo de recubrimiento de hormigón y el ancho mínimo de la viga en este caso deberá estar conforme a los valores de la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 del ACI 216.- Recubrimiento mínimo en vigas no pretensadas

Tipo de coacción	Ancho de viga (mm)	Recubrimiento, para una resistencia al fuego (mm)				
		R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Restringida	125	20	20	20	25	30
	175	20	20	20	20	20
	≥250	20	20	20	20	20
No restringida	125	20	25	30	NP*	NP*
	175	20	20	20	45	75
	≥250	20	20	20	25	45

* NP indica que no se permite esta circunstancia.

6.15.5 Losas macizas

El espesor equivalente en este caso (losa maciza) es el propio espesor de la losa, y su valor mínimo para un tiempo determinado de resistencia al fuego se puede obtener de la Tabla 2.1 del ACI 216 (ya mostrada en el apartado de muros).

Para el cálculo del recubrimiento mínimo de la armadura longitudinal inferior primero hay que determinar si la losa está restringida o no por medio de la tabla 2.2 del ACI 216 para luego poder utilizar la tabla 2.3 del ACI 216. En **Tricalc** siempre se consideran restringidas. Aquí se indica el caso de hormigón con áridos silíceos.

Tabla 2.3 del ACI 216.- Recubrimiento mínimo en losas de forjado y cubiertas de hormigón.

Tipo de acero	Recubrimiento para cada resistencia al fuego (mm)	
	Restringida	No restringida

	R 60 a R 240	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Armado	20	20	20	25	30	40
Pretensado	20	30	40	45	60	70

6.15.6 Losas nervadas

Este caso se refiere a forjados reticulares y forjados unidireccionales de viguetas.

Para el cálculo del espesor equivalente en una losa nervada y después compararlo con el que se obtiene de la tabla 2.1 del ACI 216 (ver apartado de muros), se utiliza el siguiente criterio:

- Cuando la distancia centro a centro entre nervios es mayor de cuatro veces el espesor mínimo, el espesor equivalente t_e es el espesor mínimo de la losa superior (capa de compresión);
- Cuando la distancia centro a centro entre nervios es igual o menor que dos veces el espesor mínimo, el espesor equivalente se calcula dividiendo el área neta de la sección por la anchura de la zona entre nervios. El espesor máximo utilizado para calcular el área neta de la sección no deberá superar dos veces el espesor mínimo;
- Para casos intermedios, interpolar linealmente.

En cuanto al recubrimiento mínimo, se utiliza la tabla 2.3 como en el caso de Losas macizas.

6.15.7 Capas protectoras

El ACI 216 no establece el beneficio que supone el uso de un recubrimiento contra incendios en el caso de barras de hormigón armado (vigas, pilares y diagonales). Para ello, **Tricalc** utiliza los principios establecidos en los Eurocódigos Estructurales.

La resistencia al fuego adicional contribuida por los materiales de acabado instalados sobre las otros elementos de hormigón se lleva a cabo mediante el apartado 5 de esta norma.

Según el apartado 5.2.1 de esta norma, para un muro o losa que no tenga acabado en una de las caras o teniendo diferentes tipos y/o espesores de acabado en cada cara, hay que calcular mediante 5.2.2 (Cálculo para la cara no expuesta al fuego) y 5.2.3 (Cálculo para la cara expuesta al fuego) para cada cara asumiendo que cada una puede estar expuesta al fuego. La resistencia al fuego resultante del muro o la losa, incluidos los acabados, no deberá exceder el menor valor de los dos calculados, excepto en el caso de que la normativa de edificación requiera que esos muros o losas solo estén expuestas por una cara.

6.15.7.1 Cálculo para la cara no expuesta al fuego

Cuando el acabado de cartón yeso, mortero de yeso o terrazo está aplicado en la cara de la losa o tabique no expuesta al fuego, la resistencia al fuego del conjunto se deberá determinar de la siguiente manera:

- Corregir el espesor del acabado multiplicando el espesor real del acabado por el factor aplicable obtenido de la Tabla 5.1 en base al tipo de áridos del hormigón o de los mampuestos o bien del tipo de mampostería cerámica.
- Sumar el espesor del acabado corregido al espesor real o espesor equivalente del muro o losa, y luego determinar la resistencia al fuego del hormigón o la mampostería, incluyendo el acabado, usando la Tabla 2.1, Figura 2.1 o Figura 2.2 si se trata de hormigón; la Tabla 3.1 si se trata de mampostería de hormigón; o bien la Tabla 4.1 si se trata de mampostería cerámica.

6.15.7.2 Cálculo para la cara expuesta al fuego

Cuando el acabado de cartón yeso, mortero de yeso o terrazo está aplicado en la cara de la losa o tabique expuesta al fuego, la resistencia al fuego del conjunto se deberá determinar de la siguiente manera:

- Obtener el tiempo asignado al acabado de la Tabla 5.2 y sumarlo a la resistencia al fuego determinada de la Tabla 2.1, Figura 2.1 o Figura 2.2 para el hormigón; de la Tabla 3.1 para la mampostería de hormigón; o bien de la Tabla 4.1 para la mampostería cerámica

- Sumarlo a la resistencia al fuego determinada de acuerdo con el Artículo 5.2.2 para hormigón o mampostería con acabado en la cara no expuesta al fuego.

Tabla 5.1 de ACI 216.- Factor multiplicador para acabados en caras no expuestas al fuego de losas y muros de hormigón y muros de fábrica (extracto)

Tipo de acabado aplicado a losa o muro			
Mortero de cemento o terrazo	Mortero de yeso	Mortero de perlita-vermiculita	Cartón yeso
1,00	1,25	1,75	3,00

Tabla 5.2 de ACI 216.- Tiempo asignado a los materiales de acabado en las caras expuestas de muros de hormigón y fábrica

Descripción del acabado		Tiempo (minutos)
Cartón yeso	10mm	10
	13 mm	15
	16 mm	20
	2 x 10 mm	25
	10 mm + 13 mm	35
	2 x 13 mm	40
Cartón yeso Tipo “X”	13 mm	25
	16 mm	40
Mortero de cemento con malla metálica	20 mm	20
	22 mm	25
	25 mm	30
Mortero de yeso en malla de yeso de 10 mm	13 mm	35
	16 mm	40
	20 mm	50
Mortero de yeso sobre malla metálica	20 mm	50
	22 mm	60
	25 mm	80
Mortero de cemento proyectado		*

* Para la determinación de la contribución del mortero de cemento al espesor equivalente de hormigón o fábrica para usar en las Tablas 2.1, 3.1 o 4.1, se usará el mínimo entre el actual grosor del mortero y 16 mm.

7 AF&PA/ASCE Standard 16-95

7.1 Introducción

Se comenta en este anexo la implementación que se recoge en **Tricalc** de la norma AF&PA/ASCE (Standard 16-95).

A partir de la versión 6.052 se incorporan las comprobaciones de AF&PA/ASCE para barras de madera cuando se selecciona cualquiera de las siguientes normativas en la caja de diálogo de **Archivo>Preferencias...**: Brasil, México, USA-Internacional, México-USA y Chile-USA

7.2 Materiales

Cuando se selecciona la normativa adecuada, se permite seleccionar los siguientes tipos de madera:

madera aserrada (structurally graded lumber),

madera laminada encolada (structural glued laminated timber)

otras no especificadas.

7.2.1 Madera aserrada

Se podrán seleccionar las siguientes clases resistentes para este tipo de madera :M6, M7, M8, M9, M10, M11, M12, M13, M14, M15, M16, M17, M18, M19, M20, M21, M22, M23, M24, M25, M26, M27, M28

Los valores de las resistencias se recogen en la tabla 3.1 del suplemento a la norma.

Table 3.1 Reference Strengths for Mechanically Graded Dimension Lumber

Grade	Size Classification	Design values in kips per square inch (ksi) ¹					Grading Rules Agency
		Bending	Tension parallel to grain	Compression parallel to grain	Modulus of Elasticity		
					E ₀₅ (5th pct)	E (mean)	
MACHINE EVALUATED (MEL) LUMBER							
M-6	2" & less in thickness 2" & wider	2.79	1.62	3.12	780	1000	NLGA ² , SPIB
M-7		3.05	1.76	3.36	850	1100	
M-8		3.30	1.89	3.60	1010	1300	
M-9		3.56	2.16	3.84	1090	1400	
M-10		3.56	2.16	3.84	930	1200	
M-11		3.94	2.30	4.02	1160	1500	
M-12		4.06	2.30	4.02	1240	1600	
M-13		4.06	2.57	4.02	1090	1400	
M-14		4.57	2.70	4.20	1320	1700	
M-15		4.57	2.97	4.20	1160	1500	
M-16		4.57	3.51	4.20	1160	1500	
M-17		4.95	3.51	4.92	1320	1700	
M-18		5.08	3.24	4.38	1400	1800	
M-19		5.08	3.51	4.38	1240	1600	
M-20		5.08	4.32	5.04	1470	1900	
M-21		5.84	3.78	4.68	1470	1900	
M-22		5.97	4.05	4.68	1320	1700	
M-23		6.10	5.13	4.74	1400	1800	
M-24		6.86	4.86	5.04	1470	1900	
M-25		6.99	5.40	5.04	1710	2200	
M-26		7.11	4.86	5.16	1550	2000	
M-27		7.62	5.40	5.76	1630	2100	
M-28		5.59	4.32	4.56	1320	1200	

Note:

1. Design values for shear and for compression perpendicular to grain for mechanically graded lumber are species dependent and shall be obtained from Table 3.2 of this supplement, except:

The compression perpendicular to grain design value for SPF MEL lumber with a grade E value of 2000 ksi and higher is 1.28 ksi.

2. All grades except M-6, M-7, M-8, M-9, M-16, M-17, M-20, M-27 and M-28 are provided for in the NLGA Rules.

7.2.2 Madera laminada encolada

Los valores de resistencia de este tipo de madera no vienen especificados en la Norma, debiendo ser definidos por el usuario.

En el programa puede utilizarse cualquier otro tipo de madera distinto de los tres anteriores, especificando dentro de la caja de diálogo de la función Materiales.... cuando se selecciona como tipo de madera OTROS , los valores característicos de resistencia.

7.3 Tipos de Cargas

Los diferentes tipos de cargas y las combinaciones de cargas para obtener la máxima carga factorizada, a considerar se especifican en el capítulo 2 de ASCE 7. Para más información al respecto consultar el apartado correspondiente del capítulo “Capítulo D Normativa AISC-LRFD” de este manual.

7.4 Propiedades del material

7.4.1 Valores característicos

Los valores característicos del material se incorporan en **Tricalc** a través de las siguientes variables:

fm,k	resistencia a flexión en dirección longitudinal
ft,0,k	resistencia a tracción en dirección longitudinal
fc,0,k	resistencia a compresión en dirección longitudinal
fv,k	resistencia a cortante
E0,med	módulo elástico medio en dirección longitudinal
G	módulo de cortante

El valor del módulo de cortante no se indica en estas tablas pudiendo tomarse un valor $G=E0,med /16$.

Los valores de resistencia se encuentran dentro del cuadro de diálogo de la función **Cargas>Opciones**, seleccionando el botón Resistencia... para Reología de la Madera. Los valores E y G se definen en la base de datos de perfiles al definir las características de cada serie.

7.4.2 Valores de cálculo

Los valores característicos del material se modifican en **Tricalc** a través de las siguientes variables:

λ	Duración de la carga
ϕ	Tipo de esfuerzo
CM	Condiciones de servicio
CF	Tamaño de la sección
Cf	Forma de la sección
Cr	Arriostramiento de la pieza
CP	Comportamiento frente al pandeo

No se han incluido otros parámetros que recoge la norma ya que a efectos prácticos se puede modificar el parámetro CM para tenerlos en cuenta de forma global, modificando las opciones particulares de las barras que sea necesario.

7.4.2.1 Modificación según la duración de la carga

En la tabla 1.4-2. de la Norma especifica el valor que debe adoptar λ en función de la combinación de cargas considerada (en un rango de 0,6 a 1,25). Estos valores se pueden modificar accediendo al cuadro de diálogo de la función **Cargas>Opciones**, seleccionando el botón **Resistencia...** para Reología de la Madera.

TABLE 1.4-2.
Time effect factors.

Load Combination		Time Effect Factor (λ)
1.4D	(1.3-1)	0.6
1.2D + 1.6L + 0.5(L _r or S or R)	(1.3-2)	0.7 when L is from storage 0.8 when L is from occupancy 1.25 when L is from impact ²
1.2D + 1.6(L _r or S or R) + (0.5L or 0.8W)	(1.3-3)	0.8
1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L _r or S or R)	(1.3-4)	1.0
1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S	(1.3-5)	1.0
0.9D – (1.3W or 1.0E)	(1.3-6)	1.0

²For connections, $\lambda = 1.0$ when L is from impact.

AMERICAN FOREST & PAPER ASSOCIATION

7.4.2.2 Factores de resistencia

Se pueden modificar los valores característicos de resistencia mediante la aplicación de unos coeficientes de seguridad que por defecto se establecen con los siguientes valores:

$$f_{t,0,k} \rightarrow \phi_t = 0,80$$

$$f_{c,0,k} \rightarrow \phi_c = 0,90$$

$$f_{m,k} \rightarrow \phi_b = 0,85$$

$$f_{v,k} \rightarrow \phi_v = 0,75$$

Estos valores se pueden modificar en el cuadro de diálogo **Opciones De Materiales** de la función **Cálculo>Secciones de Madera>Materiales**.

7.4.2.3 Factor de modificación por las condiciones de servicio - CM

Afecta con un mismo valor a todos los valores característicos que definen las propiedades del material. Depende de la temperatura y humedad de la madera en condiciones de servicio. Su valor se puede modificar en el cuadro de diálogo de la función **Cálculo>Secciones de Madera>Opciones** dentro de la ficha **Generales**.

7.4.2.4 Factor de tamaño - CF

Afecta a los valores característicos $f_{t,0,k}$, $f_{c,0,k}$ y $f_{m,k}$. Este factor se puede ajustar mediante una ley exponencial del tipo:

$$C_F = \min \left\{ \left(\frac{a}{h} \right)^s, k_{h0} \right\} \text{ para } h < a$$

siendo h el canto de la pieza en flexión o la mayor dimensión de la sección en tracción o compresión, según corresponda. Los valores de estos parámetros se pueden modificar en el cuadro de diálogo de la función **Cálculo>Secciones de Madera>Opciones** dentro de la ficha **Generales**.

7.4.2.5 Factor de forma - Cf

Afecta al valor característico $f_{m,k}$ para obtener su valor de cálculo. Toma los siguientes valores:

$C_f = 1,00$ para secciones rectangulares

$C_f = 1,15$ para secciones circulares

Estos valores no pueden ser modificados.

7.4.2.6 Factor de carga compartida - C_r

Modifica los valores de f_m, k . Toma los siguientes valores:

$C_r = 1,15$ si se trata de madera aserrada

$C_r = 1,05$ si es madera laminada

Es aplicable en el caso de sistemas estructurales con alguna forma de redistribución de cargas. Su valor se puede modificar en el cuadro de diálogo de la función **Cálculo>Secciones de Madera>Opciones** dentro de la ficha **Generales**.

7.4.2.7 Factor de pandeo - C_p

Modifica la resistencia de cálculo f_m, k para tener en cuenta la posible inestabilidad por pandeo de la pieza. Toma el valor 1,0 por defecto, cuando no se tienen en cuenta los fenómenos de inestabilidad. Se calcula en función de las propiedades del material y las características mecánicas de la sección.

El valor de cálculo de una variable queda entonces en la forma:

$$R_d = (\lambda \phi_* C_M C_F C_f C_r C_p) R_k$$

donde los factores C toman el valor 1,0 por defecto salvo en los casos indicados en los puntos anteriores.

7.5 Acciones de cálculo

Se consideran las acciones habituales de diseño especificadas por la norma ASCE 7-95.

7.6 Estado límite de servicio

7.6.1 Cálculo de flechas

Se calculan con el valor medio de los módulos de deformación y con factores de carga unitarios. El valor de cálculo del módulo de elasticidad (lo mismo que el del módulo de cortante G) se obtiene a partir de su valor medio a través de la expresión:

$$E_d = C_M E_m$$

7.6.1.1 Limitación de las flechas

Se establecen limitaciones del tipo $w/l \leq 1/coef$ que son función de la longitud de la pieza. Se pueden limitar tanto las flechas instantáneas, w_{ins} , como las diferidas, w_{dif} . Estas últimas se obtienen a partir de las primeras por medio de la expresión:

$$w_{dif} = k w_{ins}$$

donde k es un factor reológico de deformación cuyo valor se puede especificar para cada una de las seis combinaciones de carga que contempla la Norma ASCE 7-95. Estos valores se pueden modificar accediendo al cuadro de diálogo de la función **Cargas>Opciones**, seleccionando el botón **Deformaciones...** para Reología de la Madera.

7.7 Estados límite últimos

La resistencia de las secciones se obtiene a su vez a partir de las fórmulas habituales de Resistencia de Materiales:

$$T_d = f_{t,0,d} A_x \quad \text{Resistencia a tracción}$$

$$P_d = f_{c,0,d} A_x \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$$M_{y,d} = f_{m,y,d} W_y \quad \text{Resistencia a flexión respecto del eje y}$$

$$M_{z,d} = f_{m,z,d} W_z \quad \text{Resistencia a flexión respecto del eje z.}$$

$$M_{t,d} = f_{v,d} W_x \quad \text{Resistencia a torsión.}$$

$$V_{y,d} = f_{v,d} A_y \quad \text{Resistencia a cortante en dirección y}$$

$$V_{z,d} = f_{v,d} A_z \quad \text{Resistencia a cortante en dirección z}$$

Para las tensiones de cálculo se utiliza la notación f^*,d y se obtienen de la forma indicada en el apartado Propiedades del Material.

En las fórmulas que siguen se utiliza la siguiente notación para los esfuerzos últimos:

$$T_u \quad \text{Axil máximo a tracción}$$

$$P_u \quad \text{Axil máximo a compresión}$$

$$M_{y,u}, M_{z,u} \quad \text{Momentos flectores máximos respecto de los ejes y/z}$$

$$M_{t,u} \quad \text{Momento torsor máximo}$$

$$V_{y,u}, V_{z,u} \quad \text{Esfuerzos cortantes máximos en direcciones y/z}$$

7.7.1 Comprobación a flexotracción

Se debe cumplir la condición:

$$\left(T_u / T_d \right) + \left(M_{y,u} / M_{y,d} \right) + \left(M_{z,u} / M_{z,d} \right) \leq 1$$

7.7.2 Comprobación a flexocompresión

En este caso se debe cumplir:

$$\left(P_u / P_d \right)^2 + \left(M_{y,u} / M_{y,d} \right) + \left(M_{z,u} / M_{z,d} \right) \leq 1$$

7.7.3 Comprobación a cortante y torsión

Se tiene que verificar:

$$\left(V_{y,u}/V_{y,d}\right)^2 + \left(V_{z,u}/V_{z,d}\right)^2 + \left(M_{t,u}/M_{t,d}\right) \leq 1$$

7.7.4 Barras de inercia variable

El programa permite definir barras de madera de inercia variable, con secciones rectangulares y en I, realizándose en general las mismas comprobaciones que en barras de sección constante aunque teniendo en cuenta la sección existente en cada punto de la barra.

En el caso de secciones rectangulares y madera laminada, se contemplan las comprobaciones adicionales definidas en el artículo "5.1.10 Tapering of members" de ASCE 16-95; aunque generalizándose para contemplar la existencia simultánea de flexión más axil.

Es posible definir si las láminas de la barra están dispuestas paralelas a la directriz de la barra (que es el caso habitual) o paralelas al lado inclinado de la viga de inercia variable.

7.7.5 Barras curvas o con intradós curvo

Es posible definir que una barra se compruebe considerándola como de directriz curva o de inercia variable con intradós curvo. Si la madera utilizada es laminada, se respetarán entonces las prescripciones del artículo "5.6 Curved or Pitched/Tapered Curved Glued Laminated Beams" y el apéndice "A2.2 Pitched and Tapered Curved Beams" de ASCE 16-95.

La curvatura siempre se producirá en el plano $X_p^{\wedge}Y_p$ de la barra.

7.8 Estabilidad de piezas

7.8.1 Cálculo de los factores de pandeo y vuelco lateral

7.8.1.1 Factor de pandeo

A continuación se describen las variables que intervienen en la obtención del factor de pandeo.

Longitudes eficaces de pandeo:

$$l_{e,y} = \beta_y l ; l_{e,z} = \beta_z l$$

Esbeltices mecánicas:

$$\lambda_y = l_{e,y} / i_y \text{ y } \lambda_z = l_{e,z} / i_z$$

$$\text{Con } i_y = \sqrt{I_y / A} \text{ (análogamente para z)}$$

Carga crítica de pandeo:

$$P_{Pcr,y} = \frac{\pi^2 E_{0.5,d} A_x}{\lambda_y^2} \text{ (análogamente para z)}$$

siendo $E_{0.5,d} = c_1 E_d (1 - 1,645 c_2)$ el valor característico de cálculo del módulo de elasticidad, con $c_1 = 1,03$ y $c_2 = 0,20$ para madera aserrada, mientras que $c_1 = 1,05$ y $c_2 = 0,10$ para madera laminada.

Factores de pandeo según ejes:

$$C_{P,y} = \frac{1 + \alpha_{c,y}}{2 c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \alpha_{c,y}}{2 c}\right)^2 - \frac{\alpha_{c,y}}{c}}$$

donde $\alpha_{c,y} = (0,85 P_{pcr,y}) / P'_d$ (análogamente para z). En estas expresiones se toma $c = 0,80$ para madera aserrada y $c = 0,90$ para madera laminada. P'_d es la resistencia de la sección a compresión sin considerar pandeo.

Factor global de pandeo:

$$C_P = \min \{ C_{P,y}, C_{P,z} \}$$

Factor de vuelco lateral

Se considera el vuelco lateral de la pieza por flexión respecto del eje débil (eje z) cuando se aplica un momento M_y respecto del eje fuerte (eje y). A continuación se describen las variables que intervienen en la obtención del factor de vuelco lateral.

Momento crítico de pandeo:

$$M_{Lcr} = \frac{\pi \sqrt{E_{0.5,d} I_z G_d I_{tor}}}{1,15 l_e}$$

donde I_{tor} es el módulo de torsión uniforme, W_y es el módulo resistente respecto del eje fuerte y l_e es la longitud efectiva de pandeo lateral, $l_e = l$ para vigas y $l_e = 2l$ para voladizos.

Factor de vuelco lateral:

$$C_L = \frac{1 + \alpha_b}{2 c_b} - \sqrt{\left(\frac{1 + \alpha_b}{2 c_b} \right)^2 - \frac{\alpha_b}{c_b}}$$

donde

$$c_b = 0,95 \quad \alpha_b = (0,85 M_{Lcr}) / M_{y,d}$$

Comprobaciones a flexotracción con inestabilidad

Se deben cumplir las condiciones:

$$\left(T_u / T_d \right) + \left(M_{y,u} / M_{y,d} \right) + \left(M_{z,u} / M_{z,d} \right) \leq 1$$

$$\frac{\left(M_{y,u} - (W_y / A_x) T_u \right)}{C_L M_{y,d}} + \frac{M_{z,u}}{M_{z,d} \left(1 - \frac{M_{y,d}}{\phi_b M_{Lcr}} \right)^2} \leq 1$$

Comprobaciones a flexocompresión con inestabilidad

Si no se consideran efectos de segundo orden en la comprobación de secciones:

Esta comprobación es suficiente cuando la estructura resulta ser prácticamente intraslacional. La comprobación a realizar será:

$$\left(P_u / P_d \right)^2 + B_{by} \left(M_{y,u} / (C_L M_{y,d}) \right) + B_{bz} \left(M_{z,u} / M_{z,d} \right) \leq 1$$

donde:

$$B_{by} = \frac{1}{1 - P_d / (\phi_c P_{Pcr,y})} \geq 1$$

$$B_{bz} = \frac{1}{1 - (P_d / (\phi_c P_{Pcr,y})) - (M_{y,d} / (\phi_b M_{Lcr}))^2} \geq 1$$

donde se supone que los ejes y/z son los ejes fuerte/débil, respectivamente.

Si se consideran efectos de segundo orden en la comprobación de secciones:

Esta comprobación es la adecuada cuando la estructura no se puede considerar intraslacional para el sistema de cargas que provoca los esfuerzos calculados. Se realizará la siguiente comprobación:

$$(P_u / P_d)^2 + (M_{y,u} / (C_L M_{y,d})) + (M_{z,u} / M_{z,d}) \leq 1$$

7.9 Estabilidad estructural frente al fuego

(Método incorporado en el NDS for Wood Construction-2001)

7.9.1 Generalidades

7.9.1.1 Resistencia al fuego

Es el tiempo durante el cual un elemento constructivo sometido a una curva de incendio nominal debe mantener una capacidad resistente suficiente para soportar las acciones de cálculo a las que se vea sometido.

Se establece la siguiente escala de tiempos (en minutos): 15, 30, 45, 60, 90, 120, 180 y 240.

La resistencia al fuego puede ser asignada de forma individual o por conjuntos (cotas o pórticos).

7.9.1.2 Método de comprobación

Se considera el método de la sección eficaz, que admite una pérdida de sección resistente de las caras expuestas al fuego expresada por medio de una profundidad eficaz de carbonización.

7.9.1.3 Valores de cálculo de las propiedades del material

Se determinan mediante la siguiente expresión:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} f_k$$

siendo $k_{mod,fi}$ un factor que se utiliza para aproximar la resistencia media de las secciones de madera expuestas al fuego a partir de su resistencia característica.

Los valores de $k_{mod,fi}$ utilizados se recogen en la siguiente tabla:

Valor afectado	$K_{mod,fi}$
$f_{m,k}$	2,85
$f_{t,0,k}$	2,85
$f_{c,0,k}$	2,58

$f_{m,k}$ en pandeo	2,03
$f_{v,k}$	1,00

7.9.2 Acciones de incendio

7.9.2.1 Generalidades

Cuando se analizan solamente los elementos estructurales de forma individual no es necesario tener en cuenta las acciones indirectas originadas por los cambios de temperatura.

7.9.2.2 Regla de combinación de acciones

Durante la exposición al incendio se debe considerar la siguiente combinación en condiciones de servicio:

$$D + L$$

7.9.3 Carbonización de la madera

7.9.3.1 Estructuras de madera sin protección

Se considera una sección nominal que se obtiene descontando a la sección inicial una profundidad carbonizada obtenida a partir de la siguiente expresión:

$$d_{char,n} = \beta_{eff} t$$

donde t es el tiempo de exposición al fuego en minutos y la velocidad efectiva de carbonización, β_{eff} , se obtiene a partir de la velocidad nominal de carbonización, β_n , por medio de la expresión:

$$\beta_{eff} = \frac{1,2\beta_n}{(t/60)^{0.187}}$$

7.9.3.2 Estructuras de madera con protección

No se consideran.

7.9.4 Comprobación por el método de la sección reducida

7.9.4.1 Generalidades

Se aplican los procedimientos generales de comprobación de secciones de madera, considerando el elemento estructural con su sección reducida por la carbonización.

7.9.4.2 Sección reducida

La sección reducida debe calcularse descontando a la sección inicial la profundidad eficaz de carbonización $d_{char,n}$.

7.10 Listados de Comprobación de barras de madera

7.10.1 Listado Resumido de Comprobación de Secciones

Cuando se selecciona la opción **Resumido** en el cuadro de diálogo **Opciones De Listado** de la función **Resultados>Listados>Opciones...** al ejecutar la función **Resultados>Listados> Secciones de Madera>Comprobación Madera** se lista el tipo de barra, número, perfil, longitud y coeficiente de aprovechamiento, en tanto por ciento. Si este valor es mayor del 100%, el programa representa unos asteriscos a la derecha del coeficiente (***)

VIGA	4	(BILA-80x120	)	500cm	129,5%***
PILAR	5	(BILA-140x240	)	400cm	13,3%
VIGA	6	(BILA-80x120	)	500cm	92,2%
PILAR	7	(BILA-140x240	)	400cm	14,0%
DIAG.	8	(BILA-80x120	)	522cm	16,9%

7.10.2 Listado Completo de Comprobación de Secciones

Cuando se selecciona la opción **Completo** en el cuadro de diálogo **Opciones De Listado** de la función **Resultados>Listados>Opciones...** al ejecutar la función **Resultados>Listados> Secciones de Madera>Comprobación Madera** se listan los siguientes datos para cada barra:

VIGA 11 (BILA-100x160) 1/lb:500cm/500cm
 CP:(0,74; 0,26) Lambda(67; 137) B(0,617;0,793)
 Flecha dif. Yp/Zp(+0,274;+0,000) / (+0,000;+0,000) < +2,500
 Flecha ins. Yp/Zp(+0,456;+0,000) / (+0,000;+0,000) < +1,667

COMBINACIONES PRINCIPALES

n	TIPO	x(cm)	Fx(T)	Mx(mT)	My(mT)	Mz(mT)	Vy(T)	Vz(T)	%
0	Co	0	-1,48	0,00	0,00	-0,30	-0,38	0,00-->	45,8%
1	Tr	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00-->	0,0%
2	Mx	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00-->	0,0%
3	My	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00-->	0,0%
4	Mz	500	-1,48	0,00	0,00	-0,31	0,38	0,00-->	47,0%
5	V	500	-1,48	0,00	0,00	-0,31	0,38	0,00-->	47,0%
6	Sm	500	-1,48	0,00	0,00	-0,31	0,38	0,00-->	47,0%

APROVECHAMIENTO 0,470 (47,0%)

ESFUERZOS ULTIMOS - COEFICIENTES (T) (mT)

n	T'	CB'	C'	M'(Z/Y)	V'(Z/Y)	ML'	Mt'
0	17,62	6,56	25,54	0,78 0,49	1,86 1,86	0,77	0,06

N+F : 0,450
 V+T : 0,041
 N+FLB : 0,458

Tipo de barra: VIGA, PILAR o DIAGONAL.

Perfil asignado (W-5x19)

l/lb: longitud real de la barra(l), calculada como la distancia entre los nudos inicial y final, y (lb) longitud considerada a los efectos de la comprobación de pandeo. El valor lb es el valor definido o modificado mediante la función "Retocar Pandeo..."

CP: coeficiente de reducción de resistencia a compresión por pandeo.

Lambda x,y: (0,0): son los valores de las esbelteces en el plano principal de flexión y en el perpendicular, planos Zp e Yp. Si se encuentra desactivada la comprobación a pandeo, ya sea como opción de comprobación particular o general, el valor en ese plano es nulo.

β:(0.000,0.000): son los factores de longitud de pandeo que multiplican a la longitud lb de la barra para calcular la esbeltez. Al igual que en el cálculo de esbelteces, si se encuentra desactivada la comprobación a pandeo, ya sea como opción de comprobación particular o general, el valor en ese plano del coeficiente es nulo.

COMBINACIONES PRINCIPALES: En las 7 líneas recogidas en este apartado se representan los mismos valores que para otras normativas. La 7ª línea (Sm), representa la combinación concomitante de

esfuerzos, es decir los que se producen en la misma combinación, con la que se consigue un mayor aprovechamiento de la barra, siendo por tanto la combinación que determina el dimensionado.

Dimensiones de sección carbonizada: (mm): este dato sólo aparece en caso de comprobación de la sección ante carga de fuego. Se indican las dimensiones H y B de la sección carbonizada, a partir de las cuales se hacen las comprobaciones.

Flechas: Para las barras horizontales, se lista la flecha diferida e instantánea para la combinación de hipótesis más desfavorable, en cm. Los valores de la flecha se listan en una línea del tipo "**Flecha Yp/Zp (-0.45,+0.1) / (-0.3, 0.05)**", donde se representan los valores positivos y negativos de la proyección de las flechas en los planos **Yp** y **Zp** de la sección de la barra sobre el eje vertical **Yg**. Si se desea obtener el desplazamiento de algún punto interior de una barra la forma más adecuada es introducir nudos interiores y verificar el listado de desplazamientos de estos nudos.

ESFUERZOS ULTIMOS-COEFICIENTES (T) (mT). Estas líneas son específicas de la comprobación según AISC. Se representa una ampliación de la información de cada una de las combinaciones recogidas en el apartado anterior, COMBINACIONES PRINCIPALES:

n	número de combinación principal, entre 0 y 6.
T'	Resistencia a la tracción.
CB'	Resistencia a la compresión considerando pandeo.
C'	Resistencia a la compresión sin considerar pandeo.
M'(Z/Y)	Resistencia a la flexión respecto del eje z (y).
V'(Z/Y)	Resistencia al cortante en dirección del eje z(y).
ML'	Resistencia a la flexión respecto del eje fuerte con pandeo lateral respecto del eje débil.
Mt'	Resistencia a la torsión.

Los factores de aprovechamiento representan los coeficientes correspondientes a las comprobaciones de los apartados Comprobación a flexocompresión y flexotracción, Comprobación a cortante y torsión, Comprobación a flexocompresión con inestabilidad y Comprobación de pandeo lateral respectivamente. Los factores de aprovechamiento se indican con las siguientes siglas:

N+F	Aprovechamiento en flexotracción y flexocompresión.
V+T	Aprovechamiento a cortante y torsión.
N+FLB	Aprovechamiento en flexocompresión con inestabilidad.
flb	Aprovechamiento en flexotracción y flexocompresión con inestabilidad por pandeo lateral.

El coeficiente de aprovechamiento de la barra es el máximo de todas las comprobaciones. Generalmente el coeficiente mayor será alguno de los N+F, V+F y N+FLB, pero también es posible que sea más desfavorable alguna de las comprobaciones de los esfuerzos realizadas individualmente.

7.11 Listados y gráficas de barras de madera

En el apartado Tipos de cargas se comentan las diferentes combinaciones de cargas que se realizan según AISC-LRFD,A4, y los diferentes factores de carga a aplicar a cada tipo de hipótesis (D,L,W,E...) en función de la combinación de que se trate (A4-1,A4-2...). En otras normativas existe un único coeficiente de mayoración o factorización para cada hipótesis, por lo que es posible representar un listado de esfuerzos por hipótesis factorizados, obtenido multiplicando el esfuerzo en cada hipótesis por el coeficiente de

mayoración de la hipótesis. En AISC-LRFD,A4 no es posible obtener un listado de esfuerzos factorizados por hipótesis ya que los coeficientes a aplicar a cada hipótesis son distintos en cada combinación.

Por tanto, cuando se obtienen listados con la opción Completo, del tipo Solicitaciones, Solicitaciones 2 y Por Secciones de barras de madera, los esfuerzos de cada hipótesis se representan SIN FACTORIZAR, y en las líneas M+ y M- se representan los resultados de la combinación FACTORIZADA de cargas más desfavorable para cada uno de los esfuerzos.

Igualmente cuando se solicitan las gráficas de esfuerzos, momentos, cortantes y axiles con la opción Por Hipótesis, el programa representa la gráfica con los esfuerzos SIN FACTORIZAR (SIN MAYORAR).

8 Portugal

8.1 Introducción

En este anexo se recoge la implementación en el programa **Tricalc**, de los diferentes reglamentos utilizados en Portugal. Los reglamentos que recogidos son:

- **RSA:** Reglamento de Seguridad y Acciones para Estructuras de Edificios y Puentes (Decreto Ley nº235/83 de 31 de mayo).
- **REBAP-83:** Reglamento de estructuras de hormigón armado y pretensado (Decreto Ley nº349-C/83 de 30 de Julio).

Los siguientes reglamentos o normas también se utilizan al seleccionar en **Tricalc** la normativa portuguesa, pero se describen en otros documentos:

- **EC-2:** EN 1992-1-2:2005 Eurocódigo 2 (resistencia al fuego). Véase el Capítulo I.
- **EC-3:** EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-2:2005, EN 1993-1-3:2006, EN 1993-1-5:2006, EN 1993-1-8:2005 y EN 1993-5:2007 Eurocódigo 3. Véase el Capítulo I.
- **EC-4:** EN 1994-1-1:2005 y EN 1994-1-2:2006 Eurocódigo 4. Véase el Capítulo I.
- **EC-5:** EN 1995-1-1:2006 y EN 1995-1-2:2004 Eurocódigo 5. Véase el Capítulo I.
- **EC-6:** EN 1996-1-1:2005 y EN 1996-1-2:2005 Eurocódigo 6. Véase el Capítulo I.

Importante: El programa **Tricalc** implementa diversos artículos de las normas y reglamentos, debiendo de observarse que los artículos no recogidos en este anexo o recogidos en otras normas o reglamentos distintos de los especificados, no son considerados por el programa **Tricalc**. El usuario deberá verificar el cumplimiento de los artículos o normas que considere de aplicación en cada caso.

Nota: Portugal tiene planeado ir sustituyendo su reglamentación nacional (RSA y REBAP, fundamentalmente) por los Eurocódigos Estructurales, que, en su mayoría, ya han sido publicados por IPQ junto con los correspondiente Anexos Nacionales.

8.2 RSA (Reglamento de Seguridad y Acciones para Estructuras de Edificios y Puentes).

8.2.1 Sistema de unidades

Tricalc permite utilizar indistintamente el sistema de unidades MKS (metro, kilogramo, segundo) y el sistema de unidades de la Norma Internacional ISO- 4357, según se recoge en el Art.2. Las unidades utilizadas son: Esfuerzos y cargas concentradas o distribuidas:

kN (kiloNewton)

kN/m (kiloNewton por metro)

kN/m² (kiloNewton por metro cuadrado)

Peso específico:

kN/m³ (kiloNewton por metro cúbico)

Momentos flectores o torsores:

kNm (kiloNewton metro)

Tensiones y resistencias:

MPa (Megapascals, $1\text{MPa}=1\text{N/mm}^2=1\text{MN/m}^2$)

La unidad utilizada para longitudes es siempre el centímetro. Pueden obtenerse planos de ejecución de la estructura con cotas tanto en centímetros como en metros.

Las equivalencias utilizadas por el programa para la conversión entre ambos sistemas de unidades son:

1 Kgf equivale a 9.807 N

1 Kgf/cm² equivale a 0.09807 MPa (N/mm²)

1N equivale a 0.101968 Kgf

1MPa equivale a 10.1968 Kgf/cm²

8.2.2 Estados límites

El programa **Tricalc** verifica la seguridad de la estructura en relación a diferentes estados límites, según el RSA-Art.4. Los estados límites considerados son:

- Estados límites últimos (**E.L.U.**).
- Estados límites de utilización o de servicio (**E.L.S.**).

8.2.3 Clasificación de las acciones

Tricalc clasifica las acciones en tres grupos, según su variación en el tiempo, según RSA-Art.5 y EC3:

- **ACCIONES PERMANENTES(G)**: Aquellas que asumen valores constantes dentro del período de vida de la estructura, tales como el peso propio de la estructura, empujes de tierras o cargas de elementos fijos. El programa considera todas las cargas introducidas en hipótesis 0 como cargas permanentes.

Tricalc considera las cargas introducidas en hipótesis 0 en todas las combinaciones que realiza.

- **ACCIONES VARIABLES(Q)**: Aquellas que asumen valores con una variación significativa respecto a su valor medio durante la vida de la estructura, tales como sobrecargas, acciones de viento, acciones de sismo, cambios de temperatura, nieve... El programa permite introducir las acciones variables en las siguientes hipótesis de carga:

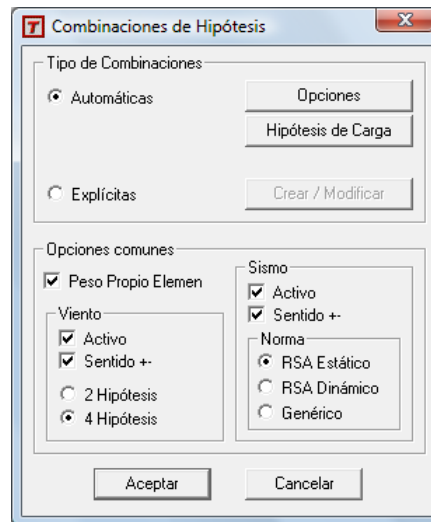
HIPOTESIS 1, 2, 9 y 10	Sobrecargas de uso.
HIPOTESIS 3, 4, 25 y 26	Acción del viento.
HIPOTESIS 5, 6, 7, 8 y 24	Acción del sismo.
HIPOTESIS 11 a 20	Sobrecargas móviles de aplicación no simultánea.
HIPOTESIS 21	Acción de temperatura.
HIPOTESIS 22	Acción de nieve.

Se considera que las cargas en hipótesis 1+2 y 9+10 son cargas alternativas, considerando el programa el efecto más desfavorable de aplicar 1+2 frente a 9+10.

Se considera que las cargas en hipótesis 3, 4, 25 y 26 son cargas alternativas, considerando el programa el efecto más desfavorable de aplicar 3 o 4, pero nunca de forma conjunta.

Se considera que las cargas en hipótesis 5, 6, 7, 8 y 24 son cargas de aplicación alternativa, considerando el programa el efecto más desfavorable de aplicar individualmente 5 o 6 o 7 o 8 o 24, pero no de forma conjunta.

Se considera que las cargas móviles en hipótesis 11 a 20 inclusive, son cargas alternativas, considerando el programa el efecto más desfavorable de aplicar cada una de las cargas en sus hipótesis.



Se considera que las cargas en hipótesis 21 y 22 son cargas cuyo efecto se considera simultáneamente a las demás hipótesis.

■ **ACCIONES ACCIDENTALES O DE ACCIDENTE (A):** Aquellas acciones que con muy baja probabilidad adquieren valores significativos dentro de la vida de la estructura, tales como explosiones, choques de vehículos... El programa considera todas las cargas introducidas en la hipótesis 23 como cargas de accidente.

La función **Cargas>Opciones...** muestra los diferentes tipos de acciones que considera el programa. Es posible definir **Coefficientes de seguridad** para las acciones permanentes, las acciones variables y las acciones accidentales. Para cada una de las hipótesis de carga, es posible definir dos valores de coeficiente de seguridad dependiente del material de cada barra de la estructura: hormigón, acero u otro distinto de los anteriores.

El coeficiente de seguridad puede tener dos valores, uno a considerar cuando el efecto de la acción sea FAVORABLE (F), y el otro cuando sea DESFAVORABLE (DF). El programa realiza las combinaciones de acciones considerando ambos coeficientes. Se consideran de valor constante los coeficientes de seguridad para las acciones favorables, de valor 1.00 para cargas permanentes y 0.00 para las demás acciones.

8.2.4 Criterios de cuantificación de acciones

Las acciones se cuantifican por sus valores característicos, y en el caso de las acciones variables, por sus valores reducidos o representativos, según el RSA – Art.6. y EC3.

MATERIAL	Hormigón	Acero	Otros
FAV./DESFAY.	F/DF	F/DF	F/DF
HIP 0	1.00	1.00 1.35	1.00 1.35

Sí Cancelar

Los coeficientes de mayoración de carga existentes en el programa por defecto al seleccionar esta normativa varían en la versión 6.4. para adaptarse en material “Acero” al artículo 41.2 del Reglamento de Estructuras de Acero para Edificios REAE (1986) y a EC1 en material “Otros”

Versión 6.3			
	Hormigón	Acero	Otros (Madera/Fábricas)
Hipótesis 0	1,5	1,5	1,65
Hipótesis 1 ,2	1,5	1,5	1,65

Versión 6.4			
	Hormigón	Acero	Otros (Madera/Fábricas)
Hipótesis 0	1,5	1,35	1,35
Hipótesis 1, 2	1,5	1,5	1,5

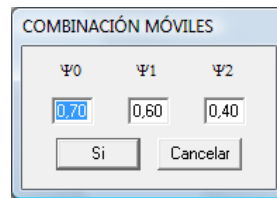
El programa considera un único valor característico para cada acción permanente. EC3 permite utilizar dos valores característicos, uno superior y otro inferior cuando se prevea que acciones permanentes variarán durante la vida de la estructura.

El programa permite la definición de **tres coeficientes de combinación** que permiten considerar tres valores reducidos de las acciones variables:

Ψ_0 Valor de combinación

Ψ_1 Valor frecuente.

Ψ_2 Valor cuasi-permanente.



8.2.5 Valores de cálculo para las acciones

El programa permite definir un coeficiente de seguridad para cada una de las acciones en las hipótesis 0 a 24, inclusive, que tiene en cuenta la posibilidad de variaciones en la acción y la incertidumbre en su determinación.

Para cada acción es posible definir un coeficiente parcial de seguridad a considerar cuando su efecto sea favorable, y otro distinto cuando su efecto sea desfavorable.

Para las acciones permanentes el programa permite considerar un único coeficiente parcial de seguridad γ_G .

8.2.6 Combinación de acciones

El programa considera diferentes combinaciones de acciones según se verifique la seguridad en relación con cada uno de los estados límites, según RSA-Art.7 y EC3-Art.2.3.2.2

Para los estados límites últimos (**E.L.U.**), se consideran dos combinaciones de acciones:

- **Combinaciones Fundamentales:** Se consideran las acciones permanentes y las acciones variables.
- **Combinaciones Accidentales:** Se consideran las acciones permanentes, las acciones variables y las accidentales.

Para la verificación de seguridad en relación con los estados límites de utilización o de servicio (**E.L.S.**), se consideran tres combinaciones de acciones:

- **Combinaciones raras:** Estados límites de muy corta duración.
- **Combinaciones frecuentes:** Estados límites de corta duración.
- **Combinaciones cuasi-permanentes:** Estados límites de larga duración.

El programa realiza de forma automática combinaciones con las acciones introducidas, según los criterios de RSA-Art.9,12 y EC3-Art.2.3.2.2, 2.3.3.2.

8.2.6.1 E.L.U.: Combinaciones Fundamentales (CF)

El programa realiza de forma automática diferentes combinaciones. En cada grupo de combinaciones se consideran los coeficientes parciales de seguridad para el caso de que el efecto de cada acción de combinación sea favorable y desfavorable. El valor del esfuerzo actuante, S_d , se calcula en cada combinación de la siguiente manera:

■ CF1:

Cargas permanentes hipótesis 0

■ CF2:

Cargas variables de hipótesis 1,2,9 y 10

■ CF3:

Cargas variables de hipótesis alternativas 1,2 con 9,10:

■ **CF4:**

Acción Base Carga Variable: Sobrecargas en hipótesis 1+2 y 9+10.

Valor de Combinación de cargas de Viento(3, 4, 25 y 26), de Sismo(5,6,7,8 y 24), Cargas Móviles(11 a 20), Cargas de Temperatura(21) y de Nieve(22).

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \sum_{i=(1+2),(9+10)} \gamma_{Qi} S_{Qi} + \sum_{j=(3,4,25,26)(5,6,7,8,24)(11a20)(21)(22)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

■ **CF5:**

Acción Base Carga Variable: Cargas Móviles en hipótesis 11 a 20.

Valor de Combinación de Sobrecargas (1+2 y 9+10), Cargas de Viento(3, 4, 25 y 26), de Sismo(5,6,7,8 y 24), Cargas de Temperatura(21) y de Nieve(22).

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \sum_{i=11a20} \gamma_{Qi} S_{Qi} + \sum_{j=(1+2,9+10)(3,4,25,26)(5,6,7,8,24)(21)(22)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

■ **CF6:**

Acción Base Carga Variable: Carga de Viento en hipótesis 3, 4, 25 y 26.

Valor de Combinación de Sobrecargas (1+2 y 9+10), Cargas Móviles(11 a 20), de Sismo(5,6,7,8 y 24), Cargas de Temperatura(21) y de Nieve(22).

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \sum_{i=3,4,25,26} \gamma_{Qi} S_{Qi} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)(5,6,7,8,24)(21)(22)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

■ **CF7:**

Acción Base Carga Variable: Carga de Temperatura en hipótesis 21.

Valor de Combinación de Sobrecargas (1+2 y 9+10), Cargas Móviles(11 a 20), de Viento(3,4,25 y 26), de Sismo(5,6,7,8 y 24) y de Nieve(22).

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \gamma_{Q21} S_{Q21} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)(3,4,25,26)(5,6,7,8,24)(22)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

■ **CF8:**

Acción Base Carga Variable: Carga de Nieve en hipótesis 22

Valor de Combinación de Sobrecargas (1+2 y 9+10), Cargas Móviles(11 a 20), de Viento(3,4,25 y 26), de Sismo(5,6,7,8 y 24) y de Cargas de Temperatura(21) .

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \gamma_{Q22} S_{Q22} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)(3,4,25,26)(5,6,7,8,24)(21)} \gamma_{Qj} \psi_{0,j} S_{Qj}$$

■ **CF9:**

Acción Base Carga Variable: Carga de Sismo en hipótesis 5, 6, 7, 8 y 24.

Valor de Combinación de Sobrecargas (1+2 y 9+10), Cargas Móviles(11 a 20), de Viento(3, 4,25 y 26).

$$S_d = S_{G0} + \sum_{i=5,6,7,8,24} \gamma_{Qi} S_{Qi} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)(3,4,25,26)} \psi_{2,j} S_{Qj}$$

8.2.6.2 E.L.U.: Combinaciones Accidentales(CA)

■ CA1:

Acción Base Carga Accidental: Carga de en hipótesis 23.

Valor de Combinación de Sobrecargas (1+2 y 9+10) y de Cargas Móviles(11 a 20). No se combina con viento, sismo, nieve ni temperatura.

$$S_d = \gamma_{G0} S_{G0} + \gamma_{Q23} S_{Q23} + \sum_{j=(1+2,9+10)(11a20)} \psi_{2,j} S_{Qj}$$

Se hace notar que EC3 en el Art.2.3.2.2 establece que en la combinación para situaciones de cálculo accidentales debe de considerarse una de las acciones variables con su coeficiente de combinación frecuente, y las demás acciones variables con el coeficiente de combinación cuasi-permanente.

8.2.6.3 E.L.S.: Combinaciones raras(CR)

■ CR1:

Acción Base Variables en hipótesis 1,2,1+2,9,10 y 9+10.

Valor de Combinación de Cargas Móviles(11 a 20), Temperatura(21) y Nieve(22). No se combina con viento, sismo, ni accidental.

$$S_d = S_{G0} + S_{Qi} + \sum_{j=(11a20)(21)(22)} \psi_{1,j} S_{Qj} \text{ para } i=1, 2, 1+2, 9, 10 \text{ y } 9+10.$$

■ CR2:

Acción Base Cargas Móviles hipótesis 11 a 20

Valor de Combinación de Cargas Variables en 1,2,1+2,9,10 y 9+10, Temperatura(21) y Nieve(22). No se combina con viento, sismo, ni accidental.

$$S_d = S_{G0} + S_{Qi} + \sum_{j=(1,2,9,10)(21)(22)} \psi_{1,j} S_{Qj} \text{ para } i=11 \text{ a } 20.$$

8.2.6.4 E.L.S.: Combinaciones frecuentes(CF)

■ CF1:

Acción Base Variables en hipótesis 1,2,1+2,9,10 y 9+10.

Valor de Combinación de Cargas Móviles(11 a 20), Temperatura(21) y Nieve(22). No se combina con viento, sismo, ni accidental.

$$S_d = S_{G0} + \psi_{1,i} S_{Qi} + \sum_{j=(11a20)(21)(22)} \psi_{2,j} S_{Qj} \text{ para } i=1,2,1+2,9,10 \text{ y } 9+10.$$

■ CF2:

Acción Base Cargas Móviles hipótesis 11 a 20.

Valor de Combinación de Cargas Variables en 1,2,1+2,9,10 y 9+10, Temperatura(21) y Nieve(22). No se combina con viento, sismo, ni accidental.

$$S_d = S_{G0} + \psi_{1,i} S_{Qi} + \sum_{j=(1,2,9,10)(21)(22)} \psi_{2,j} S_{Qj} \text{ para } i=11 \text{ a } 20.$$

8.2.6.5 E.L.S.: Combinaciones cuasi-permanentes(CCP)

Todas las cargas variables son afectadas por el coeficiente de combinación cuasi-permanente.

$$S_d = S_{G0} + \sum_{j=(1,2,9,10,1+2,9+10)(11a20)(21)(22)} \psi_{2,j} S_{Qj}$$

8.2.6.6 Valores por defecto

Coeficientes de Seguridad: Efecto Favorable(F) y Efecto Desfavorable(DF):

γg Cargas Permanentes	F/DF: 1,00 / 1.50
γq Cargas Variables	F/DF: 0,00 / 1,50
γA Cargas de Accidente	F/DF: 0,00 / 1,00

Coeficientes de Combinación (Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2):

Cargas Permanentes	1,00	1,00	1,00
Sobrecargas	0,70	0,60	0,40
Viento	0,40	0,20	0,00
Sismo	0,00	0,00	0,00
Temperatura	0,60	0,50	0,30
Nieve	0,60	0,30	0,00
Accidental	0,00	0,00	0,00

8.2.7 Acción del viento

Para el cálculo de la acción del viento sobre la estructura, el programa permite introducir los siguientes valores, en la caja **Cargas>Definir>Viento**:

- Presión dinámica ω
- Factor de forma
- Coeficiente de forma interior δ_{fi}
- Coeficiente de rozamiento

Vector de actuación de la fuerza del viento.

Cuando se define en el grupo **Superficie Actuante** la opción **Fachada**, el programa calcula la presión sobre la superficie definida según la fórmula:

$$F = \delta_f \omega A$$

donde **A** es al área definida.

Cuando se define en el grupo **Superficie Actuante** la opción **Estructura**, el programa calcula la presión sobre las barras de la estructura seleccionadas, según la fórmula:

$$F_x = \delta_{fx} b \omega$$

$$F_y = \delta_{fy} b \omega$$

donde cada uno de los términos toma los valores expresados en RSA-Art.3.7.

El programa considera la forma de la sección y la orientación de sus ejes principales para obtener en la tabla **RSA-I-XV** el valor de los coeficientes de fuerza de cada perfil. Cuando el ángulo entre la dirección de viento y el eje X de la sección está entre algunos de los valores de la tabla **RSA-I-XV**, el programa realiza una interpolación lineal entre los valores límites.

De acuerdo al artículo 3.2.3 de la norma RSA Cuando se define un valor para el coeficiente de forma interior el programa aplicará una carga de viento en el interior del plano para el que se está definiendo la carga de viento, este coeficiente permite, por tanto, modelizar la influencia del viento interior cuando la estructura tiene huecos de un tamaño relevante.

Por otro lado, el coeficiente de rozamiento, permitirá tener en cuenta las fuerzas tangenciales generadas en el plano de definición de la carga de viento debidas a la acción de este. En este caso, la norma RSA no contempla este tipo de efectos, si no que considera el viento como una carga normal a las superficies (ver Art. 3.1).

8.2.8 Acción del sismo

8.2.8.1 Método estático

Para el cálculo de la acción del sismo, el programa recoge las recomendaciones de RSA-Art.28,29,30,31,32. El programa efectúa el cálculo de las fuerzas de sismo a introducir en cada uno de los pisos de la estructura. El usuario debe de observar las limitaciones para la aplicación del método simplificado de cálculo del sismo especificadas en RSA-Art.30.4. El programa NO realiza ninguna comprobación referente a la distribución en planta de masa y rigidez, a la ortogonalidad de la retícula de la estructura, a la deformabilidad excesiva ni a la existencia de diafragmas indeformables, cuestiones que permite la aplicación del método simplificado.

El programa considera las cuatro zonas sísmicas A,B,C y D, referidas en RSA-Art.28, para determinar el valor del coeficiente de sismicidad, según RSA-Art.29.2.

El programa considera diferentes tipos de terreno, Tipos I, II y III según el RSA-Art.29.2.

Para la determinación del coeficiente sísmico β , según RSA-Art.31.2 se utiliza la expresión:

$$\beta = \beta_0 \frac{\alpha}{\eta}$$

donde cada uno de los términos tiene el significado referido en RSA-Art.31.2.

El valor del coeficiente de comportamiento se toma de REBAP-Art.33.1 en función del tipo de estructura:

Pórtico	2,5
Mixta pórtico-pared	2,0
Pared	1,5

No se considera la opción de ductilidad mejorada.

Para la determinación de la frecuencia propia de la estructura se utilizan las expresiones de RSA-Art.31.2, en función del tipo de estructura. Para la determinación de **n**, número de pisos encima del nivel del terreno, el programa permite definir las cotas de la estructura que se consideran como **piso** a estos efectos.

Para la determinación de los valores y distribución de las fuerzas estáticas se tienen en cuenta las recomendaciones de RSA-Art.32. Se pueden considerar actuando la acción del sismo según dos direcciones independientes horizontales, introducidas respectivamente en las hipótesis 5,7 y 6,8. El valor de la fuerza para cada piso vale:

$$F_{ki} = \beta h_i G_i \frac{\sum_{i=1}^n G_i}{\sum_{i=1}^n h_i G_i}$$

donde,

n es el número de pisos definido en la caja de diálogo de sismo.

Gi es la suma de las cargas permanentes, en hipótesis 0, y de los valores cuasi-permanentes de las cargas variables, de la forma:

El mayor valor de 1+2 y 9+10.

El mayor valor de las cargas en hipótesis 11 a 20.

No se consideran las cargas introducidas en las demás hipótesis de carga. Solo se considera la componente vertical de las cargas.

El usuario puede modificar las dimensiones del edificio, **a** y **b**, que el programa calcula de forma automática.

El programa considera todas las fuerzas **F_{ki}** actuando de forma simultánea en todos los pisos. Para cada una de las dos direcciones posibles, se consideran todas las fuerzas con excentricidad **e_{1i}** en hipótesis 5 y en hipótesis 6, y con excentricidad **e_{2i}** en hipótesis 7 y 8. Por tanto,

Dirección 1	e _{1i}	Hipótesis 5
	e _{2i}	Hipótesis 7
Dirección 2	e _{1i}	Hipótesis 6
	e _{2i}	Hipótesis 8

Los efectos de la actuación del sismo en cada una de las dos direcciones nunca se considera que actúan de forma simultánea, no existiendo ninguna combinación en la que se sumen los efectos de las dos direcciones.

Si está activada la opción **Sismo +-** de la caja **Cargas>Opciones...** el programa cambia de sentido el vector de actuación en cada una de las dos direcciones definidas.

Para el cálculo de la posición del centro de masas (**cdm**) de cada piso, el programa considera las cargas en la hipótesis definidas anteriormente. Para el cálculo del centro de rigidez (**cdr**) de cada piso, el programa considera la inercia de la sección de los pilares que llegan a cada piso, según un eje horizontal perpendicular a cada una de las direcciones de actuación del sismo. Si un pilar nace de una planta, y no tiene pilar inferior, también se considera su sección para calcular el cdr. Si se modifica el predimensionado de los pilares, será preciso eliminar todas las cargas de sismo introducidas para volver a recalcularlas.

El programa reparte de forma automática la fuerza de sismo **F_{ki}** de cada piso entre todos los nudos de la planta, a fin de que la resultante se encuentra en los puntos definidos por las excentricidades **e_{1i}** y **e_{2i}**.

8.2.8.2 Método dinámico

8.2.8.2.1 Análisis Modal Espectral

Este es el método preferente propuesto por la norma portuguesa **RSA**. Este método permite estudiar estructuras de prácticamente cualquier tipología, incluidas estructuras netamente espaciales, y con consideración de la acción sísmica vertical.

Si bien su aplicación no es compleja, sí es muy laboriosa, por lo que no es un método abordable **a mano**, ni siquiera para estructuras de poca entidad.

8.2.8.2.2 Direcciones de sismo consideradas

Tricalc considera, como direcciones de actuación del sismo, las de los ejes generales ($X+$, $X-$, $Z+$, $Z-$, $Y+$ y $Y-$). Dichas direcciones corresponden a las hipótesis del programa 5, 6, 7, 8 y 24 en normativa portuguesa. Ya que no es predecible la dirección en la que se sitúa el epicentro de un terremoto respecto al edificio, basta considerar dos direcciones horizontales de sismo independientes y ortogonales entre sí.

La consideración del sismo vertical ($Y+$, $Y-$) es opcional: la norma RSA indican que sólo es necesario considerar el sismo vertical si la estructura es sensible a movimientos verticales. Por ejemplo, si existen pilares que no continúan hasta cimentación, o grandes vigas embrochadas en otras, o si la estructura se aleja del tipo 'pilares continuos con forjados horizontales' (una nave industrial, por ejemplo). Para la mayoría de las estructuras no suele realizarse un estudio de sismo vertical.

8.2.8.2.3 Modelización y grados de libertad

Para la correcta evaluación de la acción sísmica, es necesario que la estructura se encuentre predimensionada y con todas las cargas introducidas.

A los efectos de evaluación de cargas sísmicas, la estructura se modeliza como un conjunto de barras con las masas concentradas en los nudos. Esta modelización es aceptable para la mayoría de las situaciones, aunque en algunos casos (sismo vertical de una gran viga cargada uniformemente, por ejemplo) no es correcto trasladar las cargas a los nudos. Se consideran sólo los nudos situados sobre la rasante cuyo movimiento en la dirección de estudio no esté coaccionado mediante un apoyo. Es decir, se considera que toda la estructura bajo la rasante se mueve solidariamente con el terreno durante el sismo.

La modelización de la estructura se puede realizar separadamente para cada dirección de estudio o bien globalmente.

Es opcional (si bien no habitual) la consideración del giro alrededor de un eje vertical como grado de libertad. En este caso, se considera que los nudos situados en un forjado horizontal indeformable rotan alrededor del centro de rigideces de dicho forjado, mientras que el resto lo hacen sobre sí mismos.

Se realiza el cálculo condensando los grados de libertad de los forjados horizontales (unidireccionales, reticulares o losas) de la estructura, lo que equivale a considerar los forjados horizontales infinitamente rígidos en su plano. Los forjados tendrán un único grado de libertad en las direcciones horizontales del sismo y en el giro alrededor del eje Y_g , lo cual reduce drásticamente los tiempos de cálculo necesarios.

El terreno se considera un sólido rígido, lo cual, en general, está del lado de la seguridad. Para que esta simplificación sea correcta, se deben evitar estructuras cuya dimensión en planta supere la de la longitud de las ondas sísmicas, del orden de 100 metros.

8.2.8.2.4 Matriz de masa considerada: masa traslacional y masa rotacional

Tricalc calcula la matriz de masa, matriz diagonal en la que las masas de cada nodo, grado de libertad, se sitúan en la diagonal.

Los grados de libertad traslacionales (2 desplazamientos horizontales más, opcionalmente, un desplazamiento vertical) están asociados a masas traslacionales. Para el cálculo de dichas masas

traslacionales, se considera la componente vertical de las cargas equivalentes aplicadas en los nudos. Tienen por tanto unidades de masa.

Es opcional la consideración de un grado de libertad rotacional (rotación alrededor del eje vertical). Este grado de libertad está asociado a masas rotacionales. Para el cálculo de dichas masas rotacionales, se considera la componente vertical de las cargas equivalentes aplicadas en los nudos multiplicada por la distancia al cuadrado entre el punto de aplicación de la carga y la posición del eje de rotación considerado. Tienen por tanto unidades de masa por distancia al cuadrado.

En todo caso, ambos tipos de masa son multiplicados por los siguientes coeficientes:

■ Norma RSA:

$$0 + \text{máx.}(\psi_{1,2} \cdot 1 + \psi_{2,2} \cdot 2, \psi_{9,2} \cdot 9 + \psi_{10,2} \cdot 10) + (\psi_{11,2} \cdot 11 + \psi_{12,2} \cdot 12 + \dots + \psi_{20,2} \cdot 20) / \text{NMov} + \psi_{21,2} \cdot 21$$

donde

0 es la hipótesis de carga permanente.

1+2 y 9+10 son las parejas de cargas alternativas (sobrecargas de uso y tabiquería).

11 a 20 son las hipótesis de cargas móviles (puentes grúa, por ejemplo).

21 es la hipótesis de carga de nieve.

• **i,2** es el coeficiente de mayoración **cuasi permanente** de la hipótesis 'i'.

NMov es el número de cargas móviles activas.

8.2.8.2.5 Obtención de los valores y vectores propios

El programa calcula, para cada dirección de forma separada o conjuntamente para todos los grados de libertad considerados, los valores y vectores propios resultantes del sistema de ecuaciones:

$$[[K] - \omega^2[M]] \cdot \{\Phi\} = 0$$

Los valores propios, los valores de ω para los que el sistema tiene una solución no trivial, representan las frecuencias angulares de vibración propias de la estructura, en la dirección considerada (frecuencias naturales). En una estructura existen tantos modos de vibración como grados de libertad. **Tricalc** almacena y utiliza los 30 primeros modos de vibración, correspondientes a los 30 primeros períodos de vibración, ordenados de mayor a menor. De esos hasta 30 modos, se puede indicar cuántos se desea utilizar para la obtención de esfuerzos. Los períodos de vibración vienen dados por la expresión

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega}$$

Para cada dirección, **Tricalc** permite listar e imprimir estos 30 modos naturales de vibración con indicación de la frecuencia angular ω (rd/s), el período T (s), la frecuencia (Hz) y el tanto por ciento de la masa participante. También permite obtener gráficamente hasta los cinco primeros modos de vibración de una estructura.

8.2.8.2.6 Obtención de la masa participante de cada modo

El tanto por ciento de masa participante, M_{p_d} , en el modo de vibración **k** y la dirección **d**, viene dado por la expresión:

$$\% Mp_d = \frac{\left(\sum_{i=1}^n M_{d,i} * \Phi_{d,k,i} \right)^2}{\sum_{i=1}^n M_i * \Phi_{k,i}^2} * \frac{100}{\sum_{i=1}^n M_{d,i}}$$

$$\sum_{i=1}^n M_i * \Phi_{k,i}^2 = \sum_{i=1}^n M_{x,i} * \Phi_{x,k,i}^2 + \sum_{i=1}^n M_{y,i} * \Phi_{y,k,i}^2 + \sum_{i=1}^n M_{z,i} * \Phi_{z,k,i}^2 + \sum_{i=1}^n M_{yy,i} * \Phi_{yy,k,i}^2 = 1.0$$

siendo

n	Número de grados de libertad.
M_{x, i}	Masa traslacional en la dirección X del grado de libertad 'i'.
M_{yy, i}	Masa rotacional sobre el eje vertical Y del grado de libertad 'i'.
Φ_{x, k, i}	Componente del vector propio correspondiente a la traslación X, modo de vibración k y grado de libertad i.
Φ_{yy, k, i}	Componente del vector propio correspondiente a la rotación Y, modo de vibración k y grado de libertad i.

8.2.8.2.7 Obtención de la aceleración característica

La aceleración lineal característica de un determinado período de vibración se calcula mediante una expresión función del período propio de vibración, de la zona sísmica, del tipo de terreno y de la amortiguación y ductilidad consideradas. Para ello se suelen utilizar gráficos de respuesta espectral normalizados para una aceleración del terreno de 1g (9.806 m/s²), en los que en eje **X** se sitúa el período de vibración natural del edificio, y en eje **Y** se obtiene la aceleración característica.

La norma portuguesa RSA se recogen distintos gráficos de respuesta espectral: en la Norma **RSA** los espectros de respuesta están normalizados para la zona sísmica **A**. Además, la Norma RSA utiliza unas gráficas en las que en eje X se sitúan las frecuencias de vibración, en Hz. Así mismo, se definen espectros de respuesta para diferentes tipos de sismo: sismo de intensidad moderada, pero a poca distancia del epicentro (tipo 1), y sismo de mayor intensidad, pero a mayor distancia del epicentro, (tipo 2). Es necesario evaluar ambos tipos de sismo.

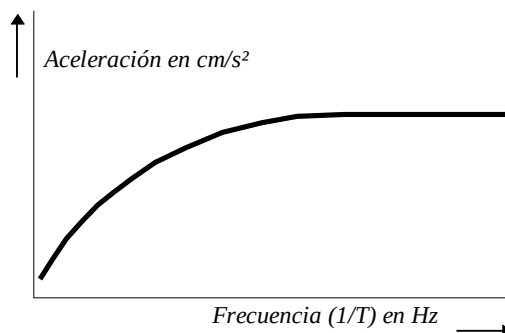


Gráfico de respuesta espectral típico de la norma RSA.

Aceleración rotacional

Tricalc permite considerar, de forma opcional, acciones sísmicas rotacionales: es decir, que el terreno, además de desplazarse horizontal y verticalmente, puede rotar durante un sismo. Para ello, es necesario disponer de las aceleraciones angulares producidas por un sismo, por ejemplo mediante gráficas de respuesta espectral en los que en abcisas se entre por períodos o frecuencias naturales y en ordenadas se obtengan aceleraciones angulares (rad/s²). Dado que dichos espectros no están actualmente disponibles (están fuera del alcance de la actual ciencia sismológica), **Tricalc** permite introducir un factor que multiplicado por la aceleración lineal producida en cada modo de vibración, obtiene la aceleración angular correspondiente.

Zonas sísmicas

La norma portuguesa RSA divide el país de sur a norte en cuatro zonas sísmicas: de la **A**, la de máxima peligrosidad sísmica, a la zona **D**.

Combinación de los diferentes modos de vibración

A partir de la aceleración característica y del vector propio de cada modo se obtiene una fuerza a aplicar en cada nudo, en la misma dirección que la dirección de sismo. Dado que el edificio vibra a la vez en todos sus modos, es necesario sumar los efectos combinados de todos ellos. Es lo que se denomina **superposición modal espectral**. (Para los grados de libertad rotacionales, en lugar de fuerzas se obtienen momentos cuyo vector de aplicación es vertical).

Pero como es muy improbable que todas las ondas estén en fase en algún instante de tiempo (es decir, que todos los modos de vibración coincidan en su máxima amplitud en un determinado instante de tiempo), no deben sumarse directamente los efectos (fuerzas, desplazamientos o esfuerzos) debidos a cada modo de vibración. Por ello, se suele utilizar la **media cuadrática**, raíz cuadrada de la suma de cuadrados.

Sin embargo, esta solución es poco acertada cuando existen períodos naturales de vibración muy próximos, lo cual es muy habitual en estructuras reales, por lo que **Tricalc** utiliza la **Combinación Cuadrática Completa**. Para cada nudo o barra, el efecto ponderado S , que puede ser el desplazamiento, la velocidad, la aceleración o un esfuerzo, viene dado por la expresión:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^r \sum_{j=1}^r |S_i| \cdot |S_j| \cdot \pi_{ij}}$$

$$\pi_{ij} \equiv \pi_{ji} = \frac{8 \cdot v^2 \cdot (1 + f) \cdot f^{3/2}}{(1 - f^2)^2 + 4 \cdot v^2 \cdot f \cdot (1 + f)^2} \quad ; \quad f = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

Combinación cuadrática completa

siendo

r número de modos de vibración.

v coeficiente de amortiguación, en tantos por 1.

ω frecuencia angular, de modo que f sea menor o igual a la unidad.

Tricalc permite además indicar cuántos modos de vibración se desean considerar en esta combinación.

Centro de masas y centro de rigideces

La aplicación de las fuerzas horizontales obtenidas en el centro de masas de cada grupo o forjado, provoca una torsión en cada forjado, si no coinciden los centros de masa y de rigidez del grupo. En todo caso, siempre

se debe considerar (aunque en **Tricalc** es opcional) una excentricidad accidental, de valor según la normativa aplicada.

La norma RSA establece dos excentricidades diferentes en cada dirección, consideradas en las hipótesis 5 y 7 y en las 6 y 8 del programa (ver combinación de hipótesis en 5.9 Hipótesis y combinaciones de cargas). Estas excentricidades sólo se aplican cuando el estudio de los modos de vibración se realiza en cada dirección de forma independiente.

Si se ha habilitado la consideración de la masa rotacional, y se ha definido una determinada aceleración rotacional (angular), se producen también unas rotaciones adicionales debidas a ellas.

Cálculo de esfuerzos

Una vez obtenidas las fuerzas estáticas equivalentes a la acción sísmica, en las hipótesis 5 (dirección X+, X-), 6 (dirección Z+, Z-) y 24 (eje vertical Y+, Y-) y en cada modo de vibración, se puede proceder al cálculo de esfuerzos en la forma habitual. Con la norma portuguesa, también se establecen las hipótesis 7 (segunda excentricidad de la dirección X+, X-) y 8 (segunda excentricidad de la dirección Z+, Z-).

El programa obtiene así los desplazamientos, giros y esfuerzos de cada modo de vibración y dirección, combinándose posteriormente, en cada hipótesis de sismo, mediante la **combinación cuadrática completa**. Por ejemplo: para obtener el momento flector Mz de la hipótesis 5 en una determinada sección, se obtienen los momentos Mz producidos por los modos de vibración de dicha hipótesis y se combinan aplicando la **combinación cuadrática completa**.

Si, debido al cálculo de esfuerzos, armado, etcétera, se modifica el predimensionado de la estructura, se debería de proceder a evaluar nuevamente la acción del sismo. Aunque si dicha modificación no es significativa, no se producirán cambios relevantes en la acción sísmica.

8.3 **REBAP: Reglamento de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado (Decreto Ley nº349-C/83 de 30 de Julio).**

8.3.1 Materiales y sus propiedades

8.3.1.1 Tipos y clases de hormigones

Tricalc permite utilizar los tipos de hormigón especificados en REBAP-Art.13:

Tip o	fck (MPa)
B15	12
B20	16
B25	20
B30	25
B35	30
B40	35

B45	40
B50	45
B55	50

También es posible utilizar hormigones de otras resistencias distintas de las especificadas anteriormente.

8.3.1.2 Tensión de rotura a tracción

Tricalc utiliza las fórmulas de cálculo de **f_{ctm}** y **f_{ctk}** recogidas en REBAP–Art.16:

$$f_{ctm} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

8.3.1.3 Módulo de elasticidad y módulo de Poisson

Tricalc utiliza las fórmulas de cálculo recogidas en REBAP–Art.17:

$$E_{c,j} = 9,5 \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

que para una edad de 28 días resulta:

$$f_{cm,28} = f_{ck} + 8 \text{ expresando las tensiones en MPa.}$$

El módulo de Poisson definido por defecto en las bases de perfiles de hormigón vale 0,2.

8.3.1.4 Valores de cálculo de las tensiones de rotura

Tricalc utiliza las fórmulas de cálculo de **f_{cd}** recogidas en REBAP–Art.19.

El usuario puede definir los valores de γ_c que considere necesarios, entre ellos 1,5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Tricalc considera una reducción del 10% en el valor del **fcd** en el caso de pilares.

8.3.1.5 Relaciones tensión-deformación

Tricalc considera el diagrama de tensión-deformación recogido en REBAP-Art.20.1

Tipos de armaduras utilizadas

Tricalc permite utilizar los siguientes tipos de acero, recogidas en REBAP-Art.22.1

Tipo	fsyk(MPa)
A400N R	400
A400E R	400
A500N R	500
A500E R	500

Se considera que todos los aceros son de alta adherencia. También es posible utilizar aceros con resistencias distintas de las especificadas anteriormente.

Acciones

Variaciones de temperatura

Tricalc tiene definido en las bases de perfiles un valor del coeficiente de dilatación térmica igual a $\alpha=0.00001$, pudiendo ser modificado por el usuario.

La recomendación de REBAP-Art.31.2 referente a las máximas dimensiones en planta, 30 metros a fin de no considerar variaciones de temperatura, deberá de ser considerada por el usuario según el tipo de estructura.

Acciones de sismo

Tricalc utiliza los valores de los **coeficientes de comportamiento** definidos en REBAP-Art.33 para la determinación de las fuerzas de sismo a considerar en cada piso. Solamente se considera la hipótesis de ductilidad normal.

Verificación de la seguridad: estados límites últimos

Tricalc verifica la condición de seguridad establecida en REBAP-Art.47.1, debiendo de cumplirse:

$$S_d \leq R_d$$

Para la determinación de **Sd**, valor de cálculo de los esfuerzos actuantes, se tiene en cuenta los coeficientes de seguridad y de combinación de acciones referidos en la parte de este anexo relativa al Reglamento RSA. El usuario puede introducir los valores que considere más convenientes de los coeficientes, según las especificaciones de REBAP-Art.47.2 y 47.3.

Esfuerzos actuantes: redistribución

En REBAP-Art.49 se permite la realización de una redistribución de momentos flectores que **Tricalc** no considera.

Normal y flexión

Tricalc considera las hipótesis recogidas en REBAP-Art.52, según se recoge en el capítulo correspondiente de este manual de instrucciones. Referente a la formula recomendada en REBAP-Art.52 para la determinación de los esfuerzos resistentes en flexión esviada, **Tricalc** calcula la respuesta de la sección (**Nu**, **Mxu**, **Myu**), y comprueba que es mayor que los esfuerzos actuantes (**Nd**, **Mxd**, **Myd**) en una determinada combinación.

Cortante

Tricalc realiza la determinación del esfuerzo resistente a cortante según REBAP-Art.53. :

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

En el valor de cálculo de **Vcd** se considera el valor de la tensión dado en REBAP-Art.53.2. No se considera ningún aumento de valor de los permitidos en el reglamento, ya sea en zonas próximas a los apoyos o por la actuación de flexión compuesta.

En el caso de forjados, el programa se limita a comparar el valor de cálculo del esfuerzos cortante con el valor del cortante último recogida en la ficha de características del forjado.

En el cálculo de **Vwd** se consideran las fórmulas del reglamento. **Tricalc** solamente permite estribos a 90 grados.

Igualmente se realiza la comprobación de REBAP-Art.53.4:

$$V_{rd} \leq \tau_2 b_w d$$

donde toma los valores del citado artículo.

El módulo **Tricalc.7** , a partir de la versión 3.1 realiza la comprobación de punzonamiento de forjados reticulares según el REBAP-Art.54.

Torsión

Tricalc realiza la determinación del momento torsor resistente según REBAP-Art.55 , comprobando que:

$$T_{rd} = T_{cd} + T_{td}$$

$$T_{rd} = T_{ld}$$

El cálculo de los valores de cada uno de los términos se realiza según el citado artículo.

Torsión asociada a flexión y/o cortante

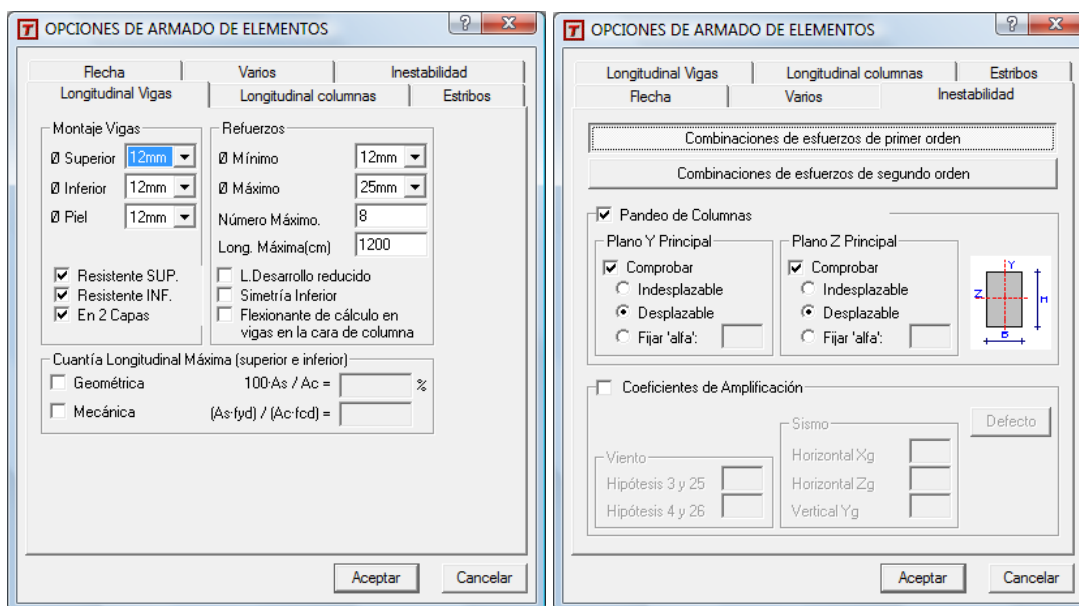
Tricalc determina el esfuerzo resistente de secciones sometidas a torsión asociada con flexión simple o compuesta según REBAP-Art.56.

Pandeo

Tricalc permite activar o desactivar la comprobación a pandeo de los pilares de la estructura. El programa permite al usuario definir si la estructura es de nudos fijos (intraslacional), o de nudos móviles (traslacional), pudiendo utilizar los criterios orientativos de REBAP-Art.58.

La esbeltez y la longitud de pandeo l_0 se calculan siguiendo las recomendaciones de REBAP-Art.59. Para la determinación de los parámetros de rigidez relativos a cada extremo del pilar, se considera la relación entre las rigideces de los pilares y de las vigas que llegan a cada nudo.

Para la determinación de las excentricidades adicionales e_a , e_2 y e_c se considera lo recogido en REBAP-Art.63



Se realiza la comprobación de que la esbeltez no sea mayor de 140, según REBAP-Art.64

No se realiza la comprobación de pandeo cuando los valores de **Nsd** y **Msd** se encuentren dentro de los límites especificados en REBAP-Art.61.4

Se comprueba las secciones de los pilares sometidas a una combinación de **Nsd**, **Msd_x** y **Msd_y**, en donde los momentos flectores son el resultado de sumar al momento de primer orden, el relativo a las excentricidades e_a , e_2 y e_c . Se comprueba la capacidad resistente de la sección según lo comentado en el apartado A2.3.2.

REBAP-Art.63.2 asocia la excentricidad accidental a la comprobación a pandeo. Si se deshabilita la opción de comprobación de pandeo de la caja de opciones de armado, el programa considerará la excentricidad accidental. El valor considerado de e_a es el mayor de los valores $l_0/300$ y de 2cm, siendo l_0 la longitud de pandeo del pilar.

Verificación de la seguridad: estados límites utilización

Tricalc considera las combinaciones de acciones recogidas en RSA para los estados límites de utilización, es decir, los estados límite de muy corta duración, de corta duración y de larga duración. A estos tipos de estados corresponden los siguientes tipos de combinaciones de acciones: combinaciones raras, combinaciones frecuentes y combinaciones cuasi-permanentes.

Fisuración

Tricalc permite al usuario definir el valor máximo de fisura a comprobar según los límites de REBAP-Art.68.

El programa realiza la comprobación de fisuración según las directrices de REBAP-Art.70, como se recoge en el apartado correspondiente de este manual.

Deformación

Tricalc permite al usuario definir el valor máximo de la flecha a comprobar en cada elemento de la estructura, según los límites de REBAP-Art.72

La determinación de deformaciones se realiza teniendo en cuenta el comportamiento del hormigón en fase fisurada y en fase no fisurada, según que el momento actuante sea mayor o menor que el momento de fisuración.

Para más información sobre la formulación del cálculo de deformaciones remitidas al apartado correspondiente del manual.

Disposiciones constructivas

Distancias y recubrimientos

Tricalc permite al usuario definir en las cajas de opciones diferentes valores de las distancias mínimas entre redondos, y a los recubrimientos, a fin de cumplir lo recogido en REBAP-Art.78.

La separación mínima entre barras se considera igual a 2 centímetros, si el diámetro es menor de 20mm, y 2 veces el diámetro si es mayor.

Tricalc no considera grupos de barras.

Anclaje de armaduras

Tricalc calcula las longitudes de anclaje de armaduras según REBAP-Art.81. Se utilizan anclajes en prolongación recta y en patilla, pero no en gancho. Se considera que todos los aceros utilizados son de alta adherencia.

La formula utilizada para el cálculo de la longitud de anclaje es:

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \alpha_1$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{syd}}{f_{bd}}$$

La disminución de la longitud de anclaje en función del cociente entre el área de acero requerido y la sección de la armadura realmente adoptada, se obtiene al habilitar la opción **Anclaje Reducido** de la caja de opciones de armado del programa, con la limitación **0.3lb** (Tracción) y **0.6lb** (Compresión), además de **100mm** y **10d**.

Se respetan los valores mínimos de **lb** recogidos en REBAP-Art.81.4.

Se considera situación de **buena adherencia** para barras de acero inclinadas entre 45 y 90 grados. Todas las demás situaciones no son de **buena adherencia**. REBAP-Art.80.2 permite considerar buena adherencia si el canto de las vigas es menor de 25cm; **Tricalc** no tiene en cuenta este punto.

Solape de armaduras

Tricalc considera la mitad de la longitud de solape necesaria colocada a cada lado del punto donde se produce el solape. Según REBAP-Art.84.2, la longitud de solape se calcula en base a:

$$l_{b,o} = \alpha_2 l_{b,net}$$

El valor de α_2 toma un valor de **1,00** cuando la armadura de montaje no se considera en el cálculo, y un valor de **1,40** en los demás casos. Se considera la limitación de REBAP-Art.84.2b para el valor mínimo de la longitud de solape **15d** o **20cm**.

Vigas

Se considera como luz de cada elemento la distancia entre sus nudos inicial y final.

En REBAP-Art.88 se limita la anchura de la cabeza de vigas en T; el programa toma el ancho existente en la base de datos.

Tricalc realiza la comprobación de REBAP-Art.89.1 referente al canto mínimo de las vigas, al seleccionar la función **Chequeo Geometría**.

Tricalc realiza la redistribución de momentos en vigas en norma Portuguesa, de acuerdo con los límites y comprobaciones establecidos en el artículo 49.2 de REBAP, pero sin comprobar lo relacionado con los pilares que se comenta en ese capítulo.

Se consideran los límites de armadura longitudinal mínima establecidos en REBAP-Art.90:

Tipo Acero	Area mínima de acero (en tanto por mil de área de la sección)
A400	1,5
A500	1,2

La armadura longitudinal de vigas no podrá ser superior a 4% del área total de la sección de la viga, REBAP-Art.90.2

No se consideran las limitaciones de separación máxima de barras de acero de REBAP-Art.91, dado que en los comentarios del artículo dice que si se cumplen las limitaciones de armadura mínima de Art.90 no es preciso cumplir el Art.91.

Tricalc calcula las longitudes de las armaduras de tracción a partir del diagrama de momentos flectores traslado una cantidad igual a **d**, siendo **d** el canto útil de la sección. Siempre se toma el valor **d**, no disminuyéndose el valor en **0.25d** que permite el Art.92.1., para determinados casos.

El programa prolonga la armadura necesaria a tracción en el vano hasta los apoyos, según REBAP-Art.93. En barras de pórtico se pone **1/4** o **1/3** del área del vano, según sea vano central o extremo. En barras sueltas siempre se pone **1/3**.

Se considera la cuantía mínima de la armadura transversal de REBAP-Art.94.2. No se considera la disminución de cuantía mínima cuando **Vsd** es menor de **Vcd**.

Se considera la separación mínima de estribos de REBAP-Art.94.3

No se considera la resistencia de esfuerzo cortante mediante barras inclinadas.

La armadura de torsión cumple las limitaciones de REBAP-Art.95. La separación de estribos para la resistir a torsión no debe de ser mayor de:

$$\frac{1}{8} u_{ef}$$

donde **Uef** es el perímetro de la línea media de la sección hueca eficaz.

Se considera armadura de alma para cantos de viga iguales o superior a 100cm, REBAP-Art.96, colocando barras que no estén separadas más de 30cm.

No se realiza el cálculo de la armadura de suspensión referida en REBAP-Art.98.

Pilares

Tricalc permite calcular esfuerzos de secciones de pilares de hormigón sin limitación en las dimensiones de sus lados. En el cálculo del armado, mostrará un mensaje de error si no se cumple la limitación de lado mínimo **20cm** de REBAP-Art.120.1.

Cuando está habilitada la comprobación de pandeo, se limita la esbeltez de los pilares al valor **140**, REBAP-Art.120.2

La cuantía mínima del área de la armadura longitudinal cumple el REBAP-Art.121.1, es decir, un **0.6%** del área de la sección del pilar.

La cuantía máxima del área de la armadura longitudinal cumple REBAP-Art.121.2, es decir, un **8%** de la sección del pilar.

En el caso de secciones rectangulares, el número mínimo de barras es de cuatro, una en cada esquina, y para secciones circulares de seis barras. El diámetro mínimo de las barras es de **10mm** para A400 y A500.

La separación de la armadura transversal cumple REBAP-Art.122, tomando el menor de los valores: **12** veces el diámetro de la armadura longitudinal, o la menor dimensión del pilar, o **30 cm**.

Muros

Tricalc considera algunos artículos relativos a paredes, en el dimensionamiento de muros de sótano.

La armadura vertical cumple REBAP-Art.125, es decir, su valor mínimo es **0,3%** de la sección del muro, y su valor máximo es **4%**, considerando la armadura repartida en las dos caras del muro.

La armadura horizontal cumple REBAP-Art.126, es decir, **0.5‰** de la sección del muro.

Ménsulas cortas

Tricalc comprueba y arma las ménsulas cortas de acuerdo con los artículos 135 a 137 de REBAP. De acuerdo con ellos, para que una barra sea ménsula corta, debe cumplirse que

$$a \leq d$$

$$d_1 \geq d \cdot 2/3$$

siendo

a distancia de la carga a la cara de apoyo del pilar inferior;

d canto útil en la sección de apoyo en el pilar inferior;

d₁ canto útil en el borde exterior de la zona cargada.

El programa invalida las ménsulas que no cumplan estas condiciones, así como aquellas que presenten cargas verticales hacia arriba significativas. Se considera siempre que la carga se produce en la cara superior de la ménsula, es decir, no se consideran cargas colgadas.

Dimensionamiento de la armadura

La norma establece un dimensionamiento basado en la teoría de bielas y tirantes.

La armadura principal (tirante), A_s , se dimensiona con la expresión

$$A_s = F_{sSd} / f_{syd}$$

siendo

F_{sSd} la tracción del tirante, de valor **F_{sSd} = α·F_d / (0,8·d)**. Si hay una acción de tracción horizontal, se sumará su valor a esta cantidad;

f_{syd} límite elástico del acero, no mayor de 400 MPa.

Esta armadura no será menor de 0,0015·b·d, y se anclará al pilar mediante un codo de 90° y una longitud de anclaje en prolongación recta. En la ménsula, esta armadura se anclará, a partir de la cara exterior de la zona cargada mediante uno de los siguientes procedimientos:

Patilla hacia abajo más la correspondiente longitud de anclaje en patilla

Barra transversal soldada del mismo diámetro.

La armadura secundaria, formada por cercos horizontales distribuidos uniformemente en una altura 2·d/3 desde la armadura principal, tendrán un área total no menor de ¼ del área de la armadura principal.

Comprobación de la biela

La compresión de la biela debe satisfacer:

$$F_{cSd} \leq 0,5 \cdot \tau_2 \cdot b \cdot d$$

Ductilidad mejorada

No se consideran las recomendaciones de REBAP–Cap.XII referentes a las disposiciones constructivas para que las estructuras puedan ser consideradas con de ductilidad mejorada.

9 Chile

9.1 Introducción

Se comenta en este capítulo la implementación que hace el programa **Tricalc** de las normas chilenas. Al seleccionar en la caja de diálogo **Archivos>Preferencias...** la normativa **Chile-USA**, el programa calculará con los siguientes criterios:

- Las acciones de viento, según la normativa chilena NCh432.Of71, Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones, declarada Norma Chilena Oficial de la República el 8 de noviembre de 1971.
- Las acciones de sismo, según la normativa chilena NCh433 Of.1996 mod.2009 + D.S. N° 61 (V. y U.), 2011, Diseño sísmico de edificios, aprobado el 2 de noviembre de 2011.
- Las combinaciones de carga de acuerdo con la norma norteamericana ASCE/SEI 7, tal como se especifica en el Capítulo 5 del manual.
- Las barras de hormigón, forjados, losas, cimentaciones y muros (incluyendo las prescripciones especiales para diseño sísmico), de acuerdo con el D.S. N° 60 (V. y U.) de 2011, Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado, que adopta y modifica la norma norteamericana ACI 318S-08, tal como se especifica en el Capítulo 5 del manual.
- Las barras de acero y mixtas, de acuerdo con las normas norteamericanas AISC 360-10 (LRFD) y AISI S100-07/A2-10, tal como se especifica en el Capítulo 4 del manual.

No se implementan, por tanto, las prescripciones de la norma chilena de estructuras acero (NCh427). En el propio anexo B (Referencias transitorias) de la norma chilena NCh433 Of.1996 mod.2009 (Diseño sísmico de edificios) se indica que:

"Mientras no se oficialice la versión de la norma chilena [...], se deben usar las disposiciones de **Specification for Structural Steel Buildings** de American Institute of Steel Construction, Inc., [2005] ...", es decir AISC 360-05.

9.1.1 Resistencia al fuego de la estructura

La resistencia al fuego de la estructura no está contemplada en las normas chilenas, por lo que se adoptan las siguientes normativas de otros países:

- Para los elementos de hormigón armado y en masa así como para los muros de fábrica, la norma estadounidense ACI 216.1M-07 / TMS-216-07 ("Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies"). Véase el capítulo 5 "Normativa ACI 318M-11" de este Manual de Normativas para más información.
- Para los elementos de acero, los Eurocódigos Estructurales, EN 1993-1-2:2005 + AC:2009. Véase el capítulo "I Eurocódigos Estructurales" de este Manual de Normativas para más información.
- Para los elementos de madera, la norma estadounidense AF&PA/ASCE Estándar 16-95.

9.2 Materiales

9.2.1 Norma NCh170 Of.1985 Hormigón - Requisitos Generales

Esta normativa recoge la siguiente lista de hormigones:

H-20, H-25, H-30, H-35, H-40, H-45, H-50, H-55, H-60

En esta lista, el número indica la resistencia especificada del hormigón en compresión (MPa), obtenida en una probeta cúbica de 200 mm de arista. Sin embargo, la norma ACI 318M-11 está basada en una resistencia especificada, f'_c , obtenida en probeta cilíndrica de 15x30 centímetros por lo que es la utilizada por el programa. La propia norma NCh170 establece la siguiente tabla de conversión (en MPa y referida a los hormigones seleccionables con el programa):

Designación	f'_c , cúbica	f'_c , cilíndrica
H-20	20	16
H-25	25	20
H-30	30	25
H-35	35	30
H-40	40	35
H-45	45	40
H-50	50	45
H-55	55	50

En el programa puede utilizarse cualquier otro tipo de hormigón distinto de los anteriores, especificando la resistencia f'_c (en probeta cilíndrica) en la opción OTROS de las cajas de diálogo de la función **Materiales...**

9.2.2 Norma NCh204 Acero. Barras laminadas en caliente para hormigón armado

Para barras corrugadas y mallas electrosoldadas, se pueden seleccionar con el programa los siguientes tipos de acero recogidos en esta normativa chilena:

Designación	Límite de fluencia
A44-28H	2800 Kgf/cm ²
A56-35H	3500 Kgf/cm ²
A63-42H	4200 Kgf/cm ²
AT56-50H	5000 Kgf/cm ²

En el programa puede utilizarse cualquier otro tipo de acero distinto de los anteriores, especificando la resistencia en la opción **OTROS** de las cajas de diálogo de la función **Materiales...**

Los diámetros de los redondos recogidos en esta normativa son: 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28 y 32, que no corresponde exactamente a ninguna de las actualmente disponibles en el programa. Puede seleccionarse la tabla estándar (con diámetros 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25 y 32) o la correspondiente a todos los milímetros.

9.2.3 Norma NCh203 Acero para construcción estructural, requisitos de calidad estructural

Para elementos de acero laminado o conformado en frío, se pueden seleccionar con el programa los siguientes tipos de acero recogidos en esta norma chilena (se utiliza el valor de límite de fluencia definido para espesores de chapa de hasta 16 mm):

Designación	Límite de fluencia
A37-24	2400 Kgf/cm ²
A42-27	2700 Kgf/cm ²
A52-34	3400 Kgf/cm ²

En el programa puede utilizarse cualquier otro tipo de acero distinto de los anteriores, especificando la resistencia en la opción OTROS de las cajas de diálogo de la función **Materiales...**

9.3 Decreto Supremo N° 60 (V. y U.) de 2011. Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado

Este decreto, aprobado el 2 de noviembre de 2011 y publicado el 13 de diciembre de 2011, recoge, entre otras cosas, las experiencias del estudio del fuerte terremoto sufrido en gran parte de Chile el año anterior. En su artículo 1° se indica que, para el diseño y cálculo de las estructuras de hormigón, se utilizarán las prescripciones de la norma americana ACI 318S-08, con las modificaciones del dicho Decreto.

En el programa se sustituye por la más reciente ACI 318M-11, con las modificaciones indicadas en este Decreto 60. Se indican a continuación las modificaciones más importantes que el decreto realiza sobre las prescripciones de ACI 318.

9.3.1 Recubrimiento de las armaduras

Se consideran las condiciones ambientales siguientes:

- Severas. Incluye los interiores de edificios con humedad alta (cocinas industriales, saunas), las zonas con escurrimiento de agua (jardines, balcones) y las condiciones industriales o marítimas adversas.
- Normales. Incluye el resto de situaciones

De esta forma, el recubrimiento mínimo de las armaduras para hormigón vaciado en obra, no preesforzado, será:

Recubrimiento libre mínimo (mm)	D.S. 61	
	Condiciones normales	Condiciones severas
Hormigonado contra el terreno (permanentemente)	50	70
Hormigón a la intemperie o en contacto con el terreno		
Ø18 a Ø56	40	50
≤Ø16	30	40

Resto de caso (salvo albañilería)		
Lasa, muros, nervaduras [viguetas]		
Ø44 y Ø56	40	40
Ø16 a Ø36	20	20
≤Ø12	15	20
Vigas, columnas		
Armadura principal	30	40
Amarras, estribos, zunchos	20	30
Cáscaras y láminas plegadas		
≥Ø18	20	20
≤Ø16	15	15
Elementos de confinamiento en albañilería		
Armadura principal: ≤Ø10	20	30
Amarras, estribos, zunchos ≤Ø8	15	20

9.3.2 Refuerzo transversal para elementos comprimidos

El diámetro de estribos será no menor de 1/3 del diámetro de la barra longitudinal que ata, pudiendo ser de menos de 10 mm, que es el mínimo fijado en ACI 318M-11.

9.3.3 Prescripciones especiales para cálculo sísmico

Sobre las prescripciones del capítulo 21 de ACI 318M-11, este Decreto realiza varias modificaciones, sobre todo en lo relacionado con muros de hormigón. Se indican a continuación las más significativas.

Los pilares y cadenas de muros de albañilería confinada no necesitan cumplir este capítulo: no se comportan como pórticos rígidos.

Todo el territorio de Chile debe considerarse de elevado riesgo sísmico. Todas las estructuras en Chile deben considerarse de categoría sísmica SDC D.

9.3.3.1 Elementos comprimidos y flexionados de pórticos especiales

La comprobación de la capacidad a flexión en el nudo de los pilares (que debe ser mayor de 6/5 de la capacidad a flexión de las vigas unidas a él) no es necesario realizarla en los nudos de última planta.

9.3.3.2 Muros resistentes a sismo, con SDC D, E o F

Respecto a lo indicado en ACI 318, se añade:

En la longitud de empalme del refuerzo longitudinal vertical en el núcleo confinado de una zona crítica, cuando la cuantía de refuerzo sea mayor de $2,8/f_y$, o cuando su recubrimiento sea menor de $2 \cdot d_b$, se verificará en el plano vertical que contiene las barras empalmadas:

$$A_{tr} \cdot f_{yt} \cdot \ell_d / s \geq A_b \cdot f_y \quad (21-6.a)$$

El programa verifica esta consición en las esperas de los muros resistentes de hormigón.

El máximo axil P_u actuando en la sección pésima, es $0,35 \cdot f_c' \cdot A_g$. El programa comprueba que la tensión vertical de compresión (sin considerar excentricidades) en cualquier punto del muro no supere $0,35 \cdot f_c'$.

9.4 Norma NCh432.Of71. Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones

En esta norma se establece que, en general, es suficiente considerar la acción del viento según dos direcciones ortogonales. Así mismo, la acción del viento no perturbada se ejerce horizontalmente.

La imagen muestra dos ventanas de diálogo de un software. La ventana superior, titulada "Carga de viento (Mayús+w)", contiene una tabla para definir cuatro direcciones de viento. Cada fila incluye un checkbox, un vector (x, y, z), una hipótesis (ej. "3°w1 Viento") y un campo de datos. A la derecha, hay opciones de reparto ("Continua", "Puntual") y superficie actuante ("Fachada", "Estructura"). En la parte inferior, se puede guardar el panel de viento con un nombre (ej. "PW1") y configurar la separación (cm) y si se reparten sobre elementos ficticios. La ventana inferior, titulada "Viento en la dirección 1", permite introducir la presión básica q (Kg/m²) o calcularla a partir de la altura y la rugosidad del terreno. Incluye campos para el coeficiente de presión/succión, la altura a considerar (m) y un menú desplegable para la rugosidad del terreno ("En campo abierto o junto al mar").

La dirección de la acción del viento que actúa sobre cualquier superficie es perpendicular a ella. Las presiones y succiones que actúan sobre las superficies envolventes de una construcción dependen de la presión básica del viento y de un factor de forma.

Aún que esta norma no las cita, el programa permite definir un coeficiente de rozamiento para modelizar la influencia de las fuerzas tangenciales en el plano de aplicación del viento.

9.4.1 Presión básica del viento

La presión básica del viento en Kg/m^2 , q , puede calcularse según la expresión

$$q = \frac{u^2}{16}$$

donde

u es la velocidad máxima instantánea del viento, en m/s.

En el programa es posible introducir directamente el valor de la presión básica del viento, o bien calcularla en función de la altura sobre la rasante del punto en el que se desea obtener y el tipo de exposición del edificio, de acuerdo con la siguiente tabla (tabla 1 de la norma):

En ciudad o rugosidad comparable

En campo abierto o mar o

rugosidad comparable

Altura sobre el suelo (m)	Presión básica q (kg/m ²)	Altura sobre el suelo (m)	Presión básica q (kg/m ²)
0	55	0	70
15	75	4	70
20	85	7	95
30	95	10	106
40	103	15	118
50	108	20	126
75	121	30	137
100	131	40	145
150	149	50	151
200	162	75	163
300	186	100	170
		150	182
		200	191
		300	209

Una vez introducida la altura a considerar y seleccionado el tipo de exposición, al pulsar el botón **Calcular**, el programa introduce en la caja el valor de la presión básica de acuerdo con la tabla anterior. Para valores intermedios, se realiza una interpolación lineal.

9.4.2 Factor de forma. Coeficiente de presión/succión

La presión del viento será $q \cdot C$, siendo C el factor de forma.

El factor de forma pretende tener en cuenta la forma del elemento sobre el que actúa el viento, la forma general de la construcción y la posición del elemento respecto al viento (barlovento = presiones, sotavento = succiones).

Este factor se introduce directamente en el programa (un valor entre **0,00** y **1,6**), dando la norma chilena criterios para evaluarlo. Entre otros, se dan los siguientes criterios:

9.4.2.1 Construcciones cerradas con paredes planas

Si la altura es menor de 5 veces el ancho perpendicular al viento,

$$C = 1,2 \cdot \text{sen}(\alpha)$$

En caso contrario

$$C = 1,6 \cdot \text{sen}(\alpha)$$

En el primer caso, si se distingue entre barlovento y sotavento,

$$C = +1,2 \cdot \text{sen}(\alpha) - 0,4$$

a barlovento

$$C = -0,4$$

a sotavento

En todos los casos, α es el ángulo formado entre la pared y el viento. Este ángulo es conocido por el programa, por lo que el valor introducido por el usuario es multiplicado por el factor **sen(α)**.

9.4.2.2 Construcciones abiertas

Según el artículo 3.4 so las que tienen, al menos, un tercio de abertura en sus lados. En este caso se debe considerar el efecto del viento interior sobre las cubiertas según se detalla en el artículo 9.2.2. Para ello, el programa, permite definir un coeficiente de presión/succión (factor de forma) interior.

9.4.2.3 Enrejados (para barras aisladas)

Cuando la superficie actuante del viento es la estructura, la norma establece los siguientes coeficientes.

Si **no hay otros elementos por delante** (según la dirección del viento) que provoquen "sombra"

$$C = 1,6 \cdot \text{sen}(\alpha).$$

Si hay **sombra**

$$C = 1,2 \cdot \text{sen}(\alpha)$$

En todos los casos, α es el ángulo formado entre la barra y el viento. Este ángulo es conocido por el programa, por lo que el valor introducido por el usuario es multiplicado por el factor **sen(α)**.

9.5 Norma NCh433 Of.1996 mod.2009 + D.S. N° 61 (V. y U.), 2011. Diseño Sísmico de Edificios

El Decreto Supremo N° 61, aprobado el 2 de noviembre de 2011 y publicado el 13 de diciembre de 2011, recoge, entre otras cosas, las experiencias del estudio del fuerte terremoto sufrido en gran parte de Chile el año anterior, modificando la norma NCh433 Of.1996 ya modificada en 2009.

9.5.1 Disposiciones de aplicación general

9.5.1.1 Zonificación Sísmica

La norma chilena divide el territorio del país en tres zonas: de la zona 1 (de máxima peligrosidad y situada junto a la cordillera de Los Andes) a la zona 3 (de menor peligrosidad y situada junto al mar). En la norma existe un mapa y una lista de comunas (municipios) de parte del territorio chileno para definir la zona sísmica en la que se sitúa la construcción.

Todas ellas se catalogan como zonas de alta sismicidad, con categoría sísmica SDC D, a los efectos de aplicación del capítulo 21 de la norma de hormigón ACI 318M-11.

Cada zona tiene asociada una aceleración efectiva máxima del suelo, A_o , de acuerdo con la siguiente tabla

Zon α	A_o
1	0,20· g
2	0,30· g

3	0,40· g

9.5.1.2 Clasificación de edificios y estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla

Los edificios y estructuras se clasifican según este criterio en cuatro categorías, que implica también la adopción de un determinado valor para el coeficiente **I** de importancia, de acuerdo con la siguiente tabla

Categoría	Descripción	I
I	Sin importancia. Almacenes, estructuras provisionales.	0,6
II	Viviendas, otros edificios públicos. Edificios cuya falla puede dañar edificios de otras categorías	1,0
III	De gran valor (bibliotecas, museos...) y lugares de frecuente aglomeración. Tratamiento y almacén de productos cuya liberación es peligrosa (combustibles, productos químicos...)	1,2
IV	Edificios gubernamentales, de utilidad pública (policía, estaciones eléctricas...) y de especial importancia en catástrofes (hospitales, bomberos, estaciones terminales...)	1,2

9.5.1.3 Tipos de terreno

El terreno de la cimentación (fundación) se clasifica en categorías (A a F). El principal parámetro de clasificación se basa en la velocidad promedio de transmisión de ondas de corte en los 30 primeros metros del terreno, V_{s30} . Cada una de ellas tienen asociadas valores del factor **S**, **T_o**, **T'**, **n** y **p**, de acuerdo con las siguientes tablas

Tip o	Descripción	V_{s30} (m/s)	RQD	q_u (MPa)	N_1 (pie ⁻¹)	S_u (MPa)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	$\geq 50\%$	$\geq 10\%$		
B	Roca blanda o fracturada Suelo muy denso o muy firme	≥ 500		$\geq 40\%$	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		$\geq 30\%$	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso o firme	≥ 180			≥ 30	$\geq 0,05$
E	Suelo de compacidad o consistencia mediana	< 180			≥ 20	$< 0,05$
F	Suelos especiales	*	*	*	*	*

Siendo

N_1 Índice de penetración estándar, con presión a 0,1 MPa, válido sólo para arenas (golpes / pie)

RQD Rock Quality Designation, según ASTM D 6032

q_u Resistencia a la compresión simple

S_u resistencia al corte sin drenaje

Tip o	S	T_o (s)	T' (s)	n	p
A	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
B	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,40	0,45	1,40	1,6
D	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
E	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0

9.5.2 Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis

9.5.2.1 Combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones

En la norma se establecen las siguientes combinaciones entre la acción sísmica y el resto de acciones (**G** son las cargas permanentes, **Q** las sobrecargas, y **S** el sismo).

- Cuando el diseño se realice por el método de tensiones admisibles (como en el caso de la cimentación) se realizarán las siguientes combinaciones. Para ellas se podrá además aumentar en un 33,3% la tensión admisible del material (la resistencia del terreno, en el caso de cimentaciones).

$$G + Q \pm S$$

$$G \pm S$$

- Cuando el diseño se haga por el método de los factores de carga y resistencia (como en el caso de ACI 318 y AISC 360-LRFD) se realizarán las siguientes combinaciones

$$1,4 \cdot (G + Q \pm S)$$

$$0,9 \cdot G \pm 1,4 \cdot S$$

La carga sísmica se considera eventual y no es necesario combinarla con otras cargas eventuales (viento o nieve).

En **Tricalc** no se utilizan estas combinaciones, sino las especificadas en ASCE-7, que están recogidas tanto por ACI 318 como por AISC 360-LRFD. En todo caso es posible modificar con el programa los factores parciales de seguridad de cada tipo de carga en las diversas combinaciones de ASCE-7.

9.5.2.2 Modelos estructurales

Para la masa interviniente en el sismo, debe contarse con la carga permanente y un porcentaje de la sobrecarga de uso:

- no inferior al 25% en viviendas (categoría C o D)
- no inferior al 50% en edificios donde es usual la aglomeración (categoría A o B)

En el programa es posible definir un factor entre el 0% y el 100% diferente para las sobrecargas, las cargas móviles y la nieve.

9.5.2.3 Factor de modificación de la respuesta

En función del sistema estructural utilizado, se establecen los factores modificadores de la respuesta estructural para análisis estático (R) y para análisis modal espectral (R_0), de acuerdo con la siguiente tabla.

Sistema estructural	Material de la estructura	R	R_0
Pórticos	Acero estructural		
	Marcos corrientes (OMF)	4	5
	Marcos intermedios (IMF)	5	6
	Marcos especiales (SMF)	7	11
	Marcos de vigas trianguladas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
Muros y sistemas arriostrados	Acero estructural		
	Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5,5	8
	Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
	Hormigón armado y albañilería confinada		
	Los muros de H.A. soportan > 50% del sismo	6	9
	Los muros de H.A. soportan < 50% del sismo	4	4
	Madera	5,5	7
	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
	De bloques con todos los huecos rellenos	4	4
	Resto de casos	3	3
Resto de casos	No se permite el análisis modal espectral	2	-

9.5.2.4 Acciones sísmicas sobre la estructura

Deberán analizarse como mínimo dos acciones horizontales sísmicas independientes y ortogonales. Esta norma no recoge la denominada **regla del 30%** para combinar las acciones sísmicas de dos direcciones de estudio.

9.5.2.5 Deformaciones sísmicas

El desplazamiento elástico relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas, en cada dirección de análisis, no será mayor de $h \cdot 0,002 = h / 500$, siendo h la altura del entrepiso.

El desplazamiento elástico relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto, en cada dirección de análisis, no excederá en $h \cdot 0,001 = h / 1000$ del medido en el centro de masas.

9.5.2.5.1 Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios

La distancia al plano de la medianería será no menor de

- $2 \cdot R^* / 3$ veces el desplazamiento horizontal a esa cota (calculado según
- $H \cdot 2 / 1000$, siendo H la altura respecto a la rasante a esa cota
- 1,5 cm

Entre dos partes del mismo edificio, su distancia será el doble de las anteriores.

9.5.3 Métodos de análisis

9.5.3.1 Análisis estático

La norma recoge un tipo de análisis estático. Es posible definir sismo estático, si bien no se calculará de forma automática pudiendo introducirse fuerzas y momentos en las hipótesis de sismo.

9.5.3.2 Análisis modal espectral

La norma recoge un tipo de análisis dinámico por el método de superposición modal espectral. En el apartado "Cargas sísmicas" del manual se especifican las características generales de este tipo de análisis. Las particularidades referentes a la norma chilena son las indicadas a continuación.

Al menos deben contemplarse 3 grados de libertad. por piso (dos desplazamientos horizontales y un giro vertical).

Se deben contar los modos de vibración que movilicen al menos el 90% de la masa total en cada dirección de análisis. En el programa es posible indicar un porcentaje cualquiera o un número mínimo de modos de vibración a considerar.

9.5.3.2.1 Análisis por torsión accidental

La inexactitud en la posición de las masas en el momento de un sismo, provoca rotaciones accidentales (adicionales) de las plantas que deben ser tenidas en cuenta. En la norma se establecen dos formas alternativas:

- Desplazamiento del centro de masas calculado en $\pm 0,05 b_k$, siendo b_k la dimensión de la planta perpendicular a la dirección del sismo de estudio.
- Introduciendo un momento de rotación especificado en el método estático.

El programa utiliza el primer método, aunque puede deshabilitarse la consideración de esta excentricidad accidental. Dado que en cada dirección de estudio debe desplazarse el centro de masas en los dos sentidos, se realizan cuatro hipótesis de sismo horizontal:

- En la hipótesis 5 se considera el sismo en la dirección X desplazando el centro de masas $+0,05 b_k$ en la dirección Z.
- En la hipótesis 6 se considera el sismo en la dirección Z desplazando el centro de masas $+0,05 b_k$ en la dirección X.
- En la hipótesis 7 se considera el sismo en la dirección X desplazando el centro de masas $-0,05 b_k$ en la dirección Z.
- En la hipótesis 8 se considera el sismo en la dirección Z desplazando el centro de masas $-0,05 b_k$ en la dirección X.

9.5.3.2.2 Espectro de diseño

La norma establece un espectro de diseño de acuerdo con las siguientes ecuaciones

$$S_a = \frac{S \cdot I \cdot A_o \cdot \alpha}{R^*}$$

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3}$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_o + \frac{T^*}{R_o}}$$

siendo

S_a	aceleración espectral
A_o	aceleración efectiva máxima del suelo, dependiente de la zona sísmica
I	factor de importancia, dependiente de la categoría
T_n	período de vibración del modo n
T^*	período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de estudio
S, T_o, p	factores dependientes del tipo de terreno
R_o	factor reductor dependiente del sistema estructural

A falta de una prescripción al respecto en la norma chilena, el espectro para sismo vertical, puede tomarse como el horizontal multiplicado por 0,67.

9.5.3.2.3 Superposición modal

Entre otros métodos, se permite utilizar el método CQC (combinación cuadrática completa), con un coeficiente de amortiguamiento del 5%. (0,05).

9.5.3.2.4 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

Si el cortante basal en una dirección es menor de $I \cdot S \cdot A_o \cdot P / 6g$, siendo **P** la masa en Kg interviniente en el sismo, se multiplicarán los efectos sísmicos por un factor que los iguale.

El programa evalúa el cortante basal en la dirección X y Z como la suma, ponderada según CQC, de las cargas estáticas equivalentes en hipótesis 5 y 6 respectivamente. Para amplificar los efectos sísmicos según esta prescripción, el programa recalcula la acción sísmica amplificando la aceleración sísmica de cálculo por el factor necesario.

9.5.4 Sismo tipo Genérico y Normativa Chilena

Tal como se indica en el capítulo 5 del manual, se puede realizar un cálculo sísmico utilizando espectros de diseño definibles por el usuario. Esto permite adaptar el cálculo a las necesidades de cada caso, modificando las prescripciones específicas de la normativa empleada.

En este apartado se indica cómo realizar un cálculo sísmico mediante sismo genérico pero adaptado estrictamente a la norma chilena NCh433.Of1996 mod.2009 + D.S. N° 61 (U. y V., 2011).

9.5.4.1 Espectro de diseño

Como ya se ha mencionado en este capítulo, el espectro de respuesta definido en la normativa responde a la ecuación:

$$S_a = \frac{S \cdot I \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*}$$

Los valores de I , A_0 y R^* son constantes para una determinada estructura, por lo que basta crear espectros definidos sólo en función de $S \cdot \alpha$, cuya expresión es:

$$S \cdot \alpha = S \frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3}$$

Esta función, cuya variable es T_n (período de vibración, en segundos), depende exclusivamente de S , T_0 y p (factores dependientes del tipo de terreno), y proporciona una aceleración característica en escala g (aceleración de la gravedad).

Los valores de S , T_0 y p , son (tabla 6.3 de la NCh433):

Tip o	S	T ₀ (s)	p
A	0,90	0,15	2,0
B	1,00	0,30	1,5
C	1,05	0,4 0	1,6
D	1,20	0,75	1,0
E	1,30	1,20	1,0

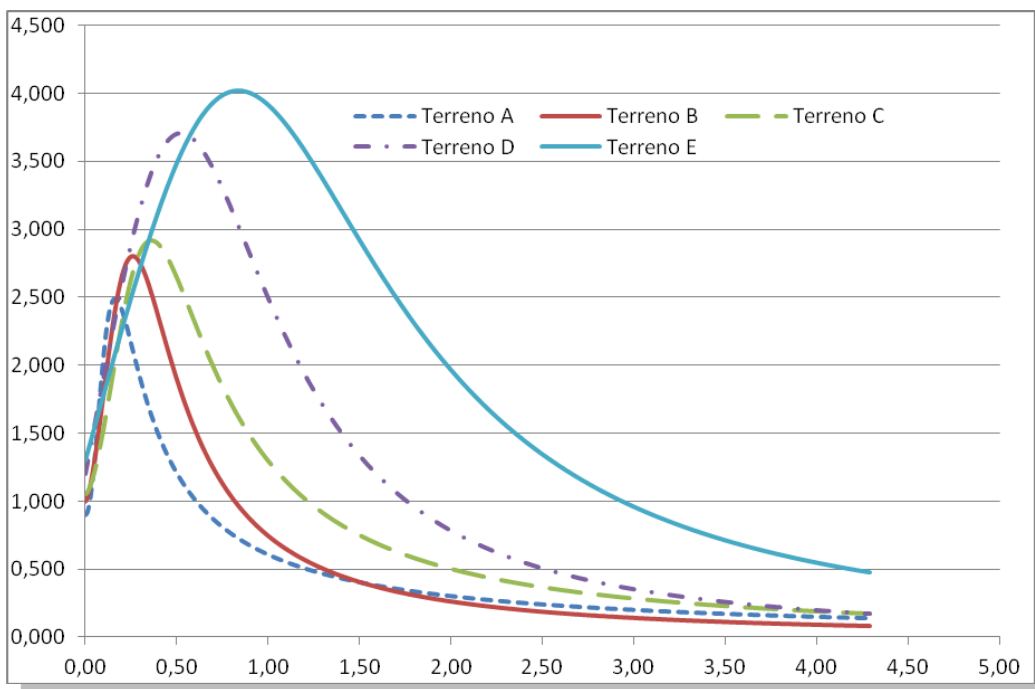
Por tanto, se debe crear un espectro para cada tipo de terreno, con la escala X en "Períodos" y la escala Y en "Aceleración de la gravedad".

De esta forma, los primeros puntos de la función α son los siguientes:

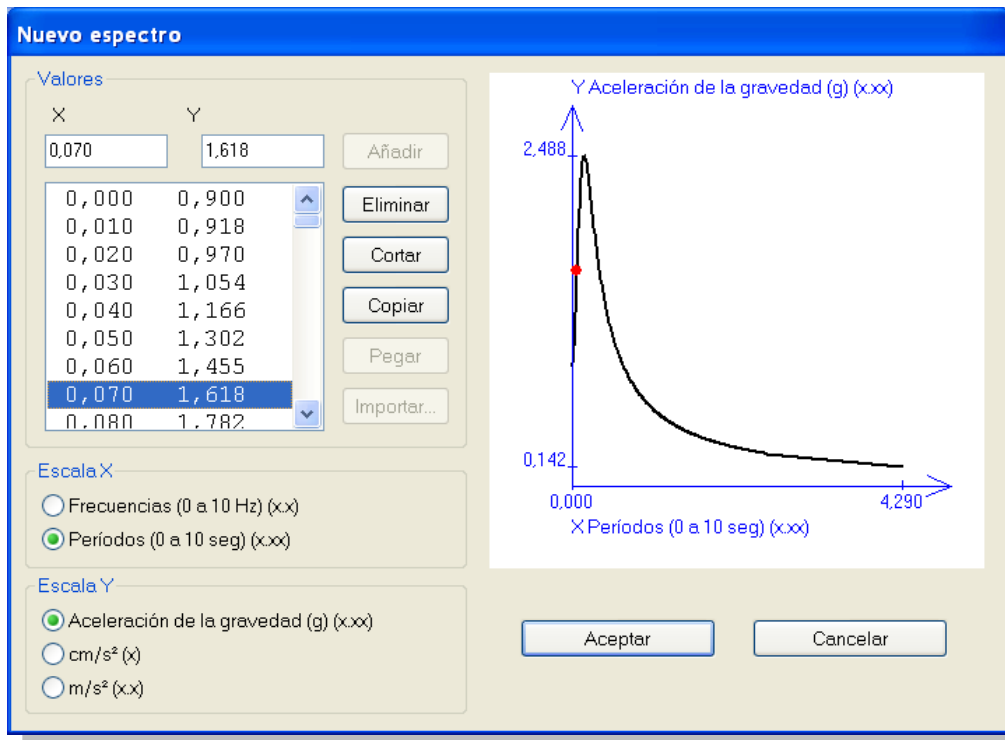
T ₀	S·α				
	A	B	C	D	E
0,00	0,900	1,000	1,050	1,200	1,300
0,01	0,918	1,027	1,063	1,272	1,349
0,02	0,970	1,077	1,089	1,344	1,397
0,03	1,054	1,141	1,124	1,416	1,446
0,04	1,166	1,216	1,168	1,488	1,495
0,05	1,302	1,300	1,217	1,560	1,544

0,06	1,455	1,391	1,273	1,631	1,592
0,07	1,618	1,488	1,333	1,703	1,641
0,08	1,782	1,590	1,399	1,774	1,689
0,09	1,939	1,694	1,468	1,845	1,738
0,10	2,083	1,799	1,540	1,915	1,786
0,11	2,207	1,905	1,615	1,986	1,835
0,12	2,310	2,010	1,693	2,056	1,883
0,13	2,388	2,112	1,772	2,125	1,931

Y la gráfica de dichos espectros es:



Por ejemplo, la caja de definición de espectros, para el caso de terreno tipo A será de la siguiente forma:



Recuerde que puede definir los valores en una hoja de cálculo y luego importarlos (botón **Importar...**) o pegarlos mediante el portapapeles (botón **Pegar**).

9.5.4.2 Cálculo sísmico

Una vez definidos los espectros, para calcular la acción sísmica en una determinada estructura, deberá indicarse en las opciones de cargas que se desea utilizar un sismo genérico. Al seleccionar entonces el botón **Genérico** de la caja de opciones de Definición de cargas (**Cargas > Definir...**), aparecerá la siguiente caja de diálogo:

Opciones Sismo Modal Espectral

Selección de Espectro(s) (1 a 4)

- ☐ México - Comisión Federal de Electricidad, 1993
- ☐ Costa Rica, 2002
- ☐ Perú - E.030, 2006
- ☐ Ecuador, 2002
- ☐ Chile - NCh 433 Of.96
- ☐ Chile - NCh 433 Of.1996 mod.2009 + D.S. N° 61 (U. y V., 2011)
 - ☐ Norma Chilena D.S. 61 2011 - Terreno tipo A
 - ☐ Norma Chilena D.S. 61 2011 - Terreno tipo B
 - ☐ Norma Chilena D.S. 61 2011 - Terreno tipo C
 - ☒ Norma Chilena D.S. 61 2011 - Terreno tipo D
 - ☐ Norma Chilena D.S. 61 2011 - Terreno tipo E
- ☐ Venezuela - COVENIN 1756-1:2001
- ☐ Portugal - RSA, 1983
- ☐ Portugal - NP EN 1998-1:2010
- ☐ Colombia - NSR-10
- ☐ República Dominicana, 2010
- ☐ Argelia, RPA - 99 / Versión 2003

Desactivar todos

Método de Composición de Espectros

☐ Suma

☐ Media aritmética

☐ Media cuadrática

☒ Raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS)

Masas que intervienen en el sismo

Fracción de las sobrecargas 0,50

Fracción de la carga de nieve 1,00

Fracción de las cargas móviles 0,30

Varios

Factor de escala horizontal 1,00

Factor de escala vertical 0,70

Coeficiente de amortiguación 5,00 %

Cota de la rasante 0 cm

Ductilidad (1 a 10) 1,00

☐ Considerar acción sísmica vertical

Avanzadas...

Aceptar Cancelar

En ella existen las siguientes opciones:

Selección de Espectro(s) (1 a 4). En el caso de NCh433 Of.1996 mod.2009 + D.S. N° 61 (V. y U. 2011), se seleccionará un único espectro, correspondiente a al tipo de terreno donde se ubica la estructura.

Método de Composición de Espectros. Al haber seleccionado un único espectro, es indiferente la opción seleccionada aquí (no se utiliza para nada).

Masas que intervienen en el sismo. De acuerdo con la norma, el porcentaje de las sobrecargas de uso que intervienen en el sismo será no menor del 25% en edificios destinados a la habitación privada o al uso público donde no sea frecuente la aglomeración de personas o cosas (es decir, pertenecientes a las categorías I y II) y no menor del 50% en el resto (edificios pertenecientes a las categorías III y IV). De acuerdo con ASCE-7 y la norma chilena, es habitual no considerar la nieve, y sí las cargas móviles. Por tanto, para un edificio público con frecuente aglomeración de personas, los valores adecuados son los indicados en la figura.

Coeficiente de amortiguación. La norma permite combinar los diferentes modos de vibración de acuerdo con CQC considerando un coeficiente de amortiguación del 5%. Por tanto, éste debe ser el valor a introducir en esa casilla.

Factor de escala horizontal. De acuerdo con los espectros introducidos, en esta casilla se debe introducir el valor de la expresión.

$$\frac{I \cdot A_0}{R^*}, \text{ con } R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

siendo

A_0	aceleración efectiva máxima del suelo, en escala g, dependiente de la zona sísmica. Véase el apartado Zonificación Sísmica en este capítulo;
I	factor de importancia, dependiente de la categoría del edificio. Véase el apartado Clasificación de edificios y estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla en este capítulo;
T^*	período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de estudio. Normalmente, este valor no es conocido a priori, por lo que será habitual realizar un primer cálculo de las cargas sísmicas, obtener este valor del listado de modos de vibración y recalcular las cargas sísmicas con este factor corregido;
T_0	factor dependiente del tipo de terreno. Véase el apartado Tipos de terreno en este capítulo;
R_0	factor reductor dependiente del sistema estructural. Véase el apartado Factor de modificación de la respuesta en este capítulo.

Por ejemplo, para un edificio de categoría III ($I = 1,20$), situado en la zona 2 ($A_0 = 0,30$), con un sistema estructural de muros de hormigón armado que soportan más del 50% del sismo ($R_0 = 9$), en terreno tipo A ($T_0 = 0,15s$) y un período fundamental $T^* = 0,5s$, el valor de R^* resulta $R^* = 8,087$, y la expresión $I \cdot A_0 / R^*$ vale 0,045. Este último valor será el que se deba introducir como factor de escala horizontal.

Factor de escala vertical. Si bien la norma Chilena no indica nada respecto a la componente vertical del sismo, es habitual considerar un espectro para sismo vertical igual al horizontal multiplicado por un factor entre $\frac{3}{4}$ y $\frac{2}{3}$.

Cota de la rasante, Considerar acción sísmica vertical y Opciones Avanzadas. Tienen el mismo significado que cuando se utiliza el sismo dinámico en lugar del genérico. En todo caso, debe recordarse:

Aunque la norma chilena no indica nada respecto al sismo vertical (salvo aumentar las cargas gravitatorias en voladizos y balcones), la bibliografía comúnmente aceptada y la mayoría de las normativas sísmicas, indican que se debe tener en cuenta el sismo vertical cuando la estructura es especialmente sensible a los movimientos verticales, por ejemplo cuando existen columnas apeadas sobre vigas.

La norma chilena no indica cómo se deben componer los sismos de dos direcciones horizontales ortogonales. Existen dos alternativas recogidas por la bibliografía especializada y la mayoría de las normativas sísmicas: utilizar la denominada “regla del 30%” o aumentar los coeficientes de mayoración de

la acción sísmica multiplicándolo por 1,12. El programa permite utilizar cualquiera de las opciones (incluso no utilizar ninguna de ellas), debiendo el calculista decidir qué opción tomar al respecto.

De acuerdo con la norma chilena, debe considerarse la masa rotacional, así como la excentricidad accidental.

9.5.4.3 Limitaciones

El cálculo según un espectro genérico está pensado para ser independiente de la normativa usada, por lo que algunas de las comprobaciones específicas de las normativas no se realizan. Concretamente, en el caso de la norma chilena, cuando el cálculo sísmico se realiza de acuerdo con lo indicado en este apartado, se debe tener en cuenta:

- No se comprueba la limitación del cortante basal de la norma. Esta comprobación debe ser realizada por el usuario después del cálculo de esfuerzos, con ayuda del listado de equilibrio de la estructura. Si esta limitación no se cumple, se puede aumentar el factor de escala horizontal y volver a calcular la acción sísmica. Por ejemplo, si el listado (extractado) de equilibrio da estos resultados:

SUMA TOTAL DE CARGAS			
Hip	F _x (T)	F _y (T)	F _z (T)
0	0,00	- 468,80	0,00
1	0,00	- 1123,60	0,00
5	57,90	0,00	0,00
6	0,00	0,00	64,35

El cortante basal mínimo vale, para el mismo ejemplo antes mencionado: edificio de categoría III ($I = 1,20$; masa sísmica igual a la carga permanente más el 50% de las sobrecargas) y situado en la zona 2 ($A_0 = 0,30$), con terreno tipo B ($S = 1,0$),

$$S \cdot I \cdot A_0 \cdot P / 6g = 1,0 \cdot 1,20 \cdot 0,30g \cdot (468,80 + 0,5 \cdot 1123,60) / 6g = 61,84 \text{ T}$$

Como en la hipótesis 5 no se cumple ($61,84 \text{ T} > 57,90 \text{ T}$), es necesario multiplicar el factor de escala horizontal por $61,84 / 57,90 = 1,068$.

- No es posible definir un factor de escala horizontal independiente para cada dirección de estudio, por lo que deberá introducirse el valor más desfavorable.

Estas limitaciones no existen cuando se utiliza el sismo **dinámico** en lugar del **genérico**.

9.5.5 Diseño y construcción de cimentaciones (fundaciones)

9.5.5.1 Fundaciones superficiales

Al menos el 80% de la superficie de cimentaciones (fundaciones) aisladas debe quedar sometida a compresión. Esta prescripción no es tenida en cuenta por el programa.

Las cimentaciones (fundaciones) sobre zapatas aisladas o sobre encepados de pilotes, deben contar con cadenas de arrastre (vigas de cimentación) que soporten una compresión/tracción igual a 0,10 veces el axil sobre la zapata.

10 Perú

10.1 Norma Técnica de Edificación E.030 Comité Técnico Permanente NTE E.030 Diseño Sismorresistente

Se comenta en este capítulo la implementación que hace el programa **Tricalc** de la norma técnica de edificación E.030 Diseño Sismorresistente (03-Abril-2003), para la evaluación de la acción sísmica sobre una estructura.

El programa realiza el cálculo de la acción sísmica mediante un análisis de tipo dinámico, en el que el cálculo de las cargas sísmicas se realiza mediante un análisis modal espectral. A tal efecto se suministran con el programa diferentes espectros de respuesta, obtenidos a partir de especificaciones de la norma.

En la caja de diálogo de la función **Cargas>Opciones...** dentro del epígrafe **Sismo**, se debe seleccionar método **Genérico** y posteriormente, al definir la carga de sismo genérico, en la caja de diálogo **Opciones Sismo Modal Espectral**, se debe seleccionar el espectro de respuesta deseado de entre los existentes.

El cálculo de cargas sísmicas por el método indicado es independiente de la normativa seleccionada en la solapa **Normativa** de la función **Archivo>Preferencias...**

10.1.1 Definición de los espectros de respuesta

La aceleración espectral, S_a , para sismo horizontal viene dada por la expresión

$$S_a = g \cdot (Z \cdot U \cdot C \cdot S) / R$$

siendo

Z Factor de zona. Depende de la situación del edificio.

U Factor de uso e importancia. Depende de la Categoría del edificio.

C Coeficiente de amplificación sísmica. Viene dado por la expresión:

$$C = 2,5 \cdot (T_p / T) \leq 2,5$$

S Factor de suelo

R Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas

g Aceleración de la gravedad

La consideración de sismo vertical implica la utilización de un factor de escala vertical de 2/3.

Zonificación Sísmica

El territorio peruano se divide a estos efectos en tres zonas: desde la zona 1 (de menor peligrosidad sísmica) a la zona 3 (de máxima peligrosidad sísmica). El factor Z viene dado por la siguiente tabla

Zona	Z
3	0,40
2	0,30
1	0,15

Categoría de las Edificaciones

La norma define las siguientes categorías de edificaciones, a las que se les asigna el correspondiente valor del factor U de uso e importancia:

Categoría	Descripción	Factor U
A	Edificaciones esenciales	1,5
B	Edificaciones importantes	1,3
C	Edificaciones comunes	1,0
D	Edificaciones menores	0,0

Tipos de Suelo

Se definen los siguientes tipos de suelo, que implican los siguientes valores:

Suelo	Descripción	Tp	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S2	Suelos intermedios	0,6	1,2
S3	Suelos flexibles	0,9	1,4
S4	Suelos muy flexibles	$\geq 0,9$	$\geq 1,4$

Sistema estructural

En función del sistema estructural del edificio, y si éste se considera regular o no, se define el valor del coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas, R, que engloba los aspectos de ductilidad y coeficiente de comportamiento del edificio. Se definen los siguientes sistemas:

Sistema estructural	R (regulares)
Acero: Pórticos dúctiles	9,5
Acero: Arriostres Excéntricos	6,5
Acero: Cruces de San Andrés	6,0
Concreto: Pórticos	8,0
Concreto: Dual	7,0
Concreto: Muros	6,0
Concreto: Muros ductilidad limitada	4,0
Albañilería armada o confinada	3,0
Madera	7,0

En caso de estructuras cuyo sistema estructural sea irregular, el factor R de la anterior table se multiplicará por un valor de $\frac{3}{4}$

Espectros suministrados con el programa

Con el programa se suministran los espectros correspondientes a cada una de las tres zonas y cuatro tipos de suelo (es decir, 12 espectros) y las siguientes características:

Categoría de edificación C

Sistema estructural de pórticos de concreto y estructura regular (En este caso $R = 8,0$)

En la casilla de **Ductilidad**, debe indicarse el valor $0,75 \cdot R$, que en este caso es 6. Este valor (ya incluido en el espectro suministrado) se utiliza para obtener los listados de desplazamientos modales, la distorsión de los pilares y las derivas de cada piso.

Para la consideración de espectros de respuesta según otras categorías o para otros sistemas estructurales, será necesario utilizar coeficientes multiplicadores de la escala horizontal o vertical del espectro a los que puede accederse mediante la función **Cargas>Definir>Sismo Genérico**.

A modo de ejemplo, si queremos calcular el sismo de una estructura con las siguientes características:

Tipo de Suelo: S1

Zona: 1

Categoría: A

Sistema estructural: Acero: Pórticos difíciles. Estructura irregular

Sismo Vertical: Sí

Habrà que seleccionar el espectro de respuesta **Perú Suelo S1, Zona 1, Categoría C, Pórticos de Concreto** y disponer los siguientes factores:

Factor de escala horizontal:

$$(U_{\text{Categoría A}} / U_{\text{Categoría C}}) \cdot (R_{\text{Pórticos dúctiles de Acero}} / R_{\text{Pórticos de Concreto}}) \cdot F_{\text{Estructura irregular}} = (1,5/1,0) \cdot (9,5/8,0) \cdot \frac{3}{4} = 1,34$$

Factor de escala vertical: Factor de escala horizontal multiplicado por 2/3:

$$1,34 \cdot \frac{2}{3} = 0,89$$

Ductilidad: $0,75 \cdot R$:

$$0,75 \cdot 9,5 = 7,125$$

Peso de la edificación

De acuerdo a la normativa, las masas que intervienen en el sismo son: el total de la carga permanente y un determinado porcentaje de las sobrecargas:

El 50% en el caso de edificaciones de las categorías A y B.

El 25% en el caso de edificaciones de la categoría C.

En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.

El 25% en el caso de azoteas y techos.

En estanques, silos y estructuras similares, el 100% de la carga que pueden contener.

Opciones Sismo Modal Espectral

Selección de Espectro(s) (1 a 4)

- ☐ México - Comisión Federal de Electricidad, 1993
- ☐ Costa Rica, 2002
- ☐ Perú - E.030, 2006
 - ☒ Perú Suelo S1, Zona 1, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S1, Zona 2, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S1, Zona 3, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S2, Zona 1, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S2, Zona 2, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S2, Zona 3, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S3, Zona 1, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S3, Zona 2, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S3, Zona 3, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S4, Zona 1, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S4, Zona 2, Categoría C, Pórticos de Concreto
 - ☐ Perú Suelo S4, Zona 3, Categoría C, Pórticos de Concreto
- ☐ Ecuador, 2002
- ☐ Chile - NCh 433 Of.96
- ☐ Chile - NCh 433 Of.1996 mod.2009 + D.S. N° 61 (U. y V., 2011)
- ☐ Venezuela - COVENIN 1756-1:2001
- ☐ Portugal - RSA, 1983
- ☐ Portugal - NP EN 1998-1:2010
- ☐ Colombia - NSR-10

Desactivar todos

Método de Composición de Espectros

☐ Suma
☐ Media aritmética
☐ Media cuadrática
☒ Raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS)

Masas que intervienen en el sismo

Fracción de las sobrecargas: 0,50
 Fracción de la carga de nieve: 0,00
 Fracción de las cargas móviles: 0,50

Varios

Factor de escala horizontal: 1,34
 Factor de escala vertical: 0,89
 Coeficiente de amortiguación: 5,00 %
 Cota de la rasante: 0 cm
 Ductilidad (1 a 10): 7,13

☐ Considerar acción sísmica vertical

Avanzadas...

Aceptar Cancelar

11 Costa Rica

11.1 Código Sísmico de Costa Rica 2002 (CSCR-2002)

Se comenta en este capítulo la implementación que hace el programa **Tricalc** del código sísmico de Costa Rica, para la evaluación de la acción sísmica sobre una estructura.

El programa realiza el cálculo de la acción sísmica mediante un análisis de tipo dinámico, en el que el cálculo de las cargas sísmicas se realiza mediante un análisis modal espectral. A tal efecto se suministran con el programa diferentes espectros de respuesta, obtenidos a partir de especificaciones de la norma.

En la caja de diálogo de la función **Cargas>Opciones...** dentro del epígrafe **Sismo**, se debe seleccionar método **Genérico** y posteriormente, al definir la carga de sismo genérico, en la caja de diálogo **Opciones Sismo Modal Espectral**, se debe seleccionar el espectro de respuesta deseado de entre los existentes.

El cálculo de cargas sísmicas por el método indicado es independiente de la normativa seleccionada en la solapa **Normativa** de la función **Archivo>Preferencias...**

11.1.1 Zonas Sísmicas

Se establecen las zonas II, III y IV.

11.1.2 Tipos de Terreno (Sitios de cimentación)

Se establecen los tipos S_1 a S_4 .

Tipo	Características
S ₁	Suelo rígido o denso de menos de 50 m de profundidad.
S ₂	Suelo medianamente rígido o medianamente denso de más de 50 m de profundidad.
S ₃	Suelo de entre 6 y 12 m de arcilla suave o de suelos cohesivos de baja a media densidad y más de 6 m de profundidad.
S ₄	Suelo de más de 12 m de arcilla suave o de velocidad de onda de corte menor de 150 m/s.

11.1.3 Severidad sísmica

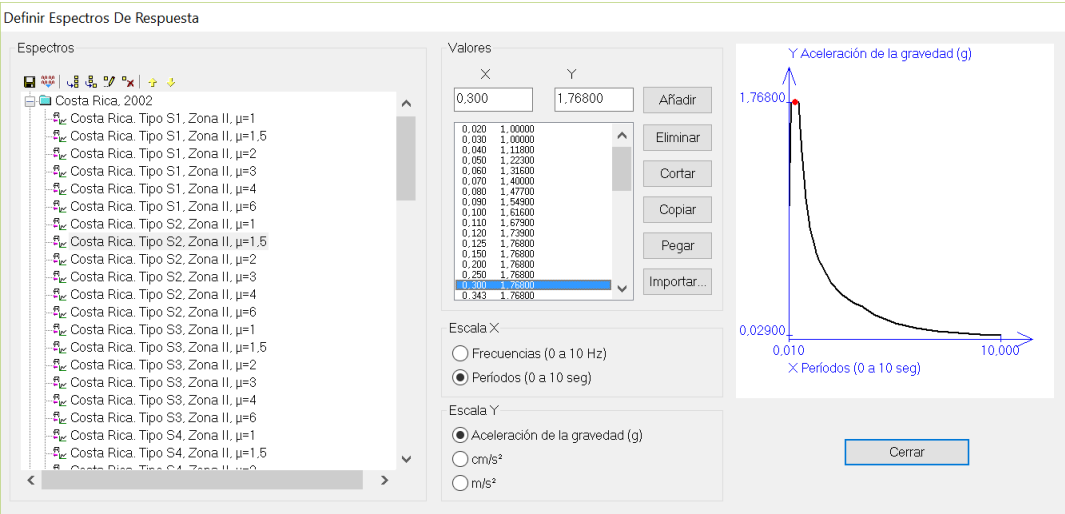
Se establecen tres tipos de sismo:

- Sismo severo. Para 50 años de vida útil o período de retorno de 500 años.
- Sismo extremo. Sismo de aceleración de pico un 50% mayor que el sismo severo.
- Sismo moderado. Sismo de aceleración de pico un 25% menor que el sismo severo.

11.1.3.1 Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef}

Para un sismo severo, tiene el valor (fracción de la aceleración de la gravedad)

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S ₁	0.20	0.30	0.40
S ₂	0.24	0.33	0.40
S ₃	0.28	0.36	0.44
S ₄	0.34	0.36	0.36



11.1.4 Factor de importancia I

Se establecen los siguientes grupos

Grupo	Descripción	Factor I
A	Edificaciones e instalaciones Esenciales	1.50
B	Edificaciones e instalaciones Riesgosas	1.50
C	Edificaciones de Ocupación Especial	1.00
D	Edificaciones de Ocupación Normal	1.00
E	Edificaciones Misceláneas	0.75

11.1.5 Ductilidad Global Asignada, μ

Es un valor de la serie 1, 1.5, 2, 3, 4 y 6, de acuerdo con la siguiente tabla:

Tipo estructural	Regularidad	Ductilidad Local	Ductilidad Global
Marco (pórtico)	Regular	Óptima	6.0
		Moderada	4.0

	Irregular moderado	Óptima	3.0
		Moderada	1.5
Dual (mixto marco – muro)	Regular	Óptima	4.0
		Moderada	3.0
	Irregular moderado	Óptima	2.0
		Moderada	1.5
Muro	Regular	Óptima	3.0
		Moderada	2.0
	Irregular moderado	Óptima	1.5
		Moderada	1.0
Voladizo (péndulo invertido)	Regular	Óptima	1.5
		Moderada	1.0
	Irregular moderado	Óptima	1.0
		Moderada	1.0
Otros	Regular	Óptima	1.5
		Moderada	1.0
	Irregular moderado	Óptima	1.0
		Moderada	1.0

Se prohíben expresamente como sistemas sismorresistentes los formados exclusivamente por columnas y losas planas.

En caso de irregularidad severa, el coeficiente de ductilidad asignada será 1.0.

11.1.6 Coeficiente Sísmico, C

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR}$$

a_{ef}	Aceleración de pico efectiva (ver apartado "Aceleración de pico efectiva"). Es función del Sitio de Cimentación y la Zona Sísmica. Adimensional como fracción de la aceleración de la gravedad.
I	Factor de Importancia del edificio (ver apartado "Factor de Importancia I")
FED	Factor espectral dinámico: espectro de respuesta con período de vibración (s) en ordenadas y factor espectral (adimensional) en abscisas. Existen tablas para cada zona sísmica, sitio de cimentación y ductilidad global asignada.
SR	Factor de sobrerresistencia. Si se utiliza el método dinámico normal, se puede extraer de la siguiente tabla:

Sistema estructural	SR
Marco	2.0
Dual (marco + muro)	2.0
Muro	2.0
Voladizo	1.2
Otros	1.2

Por tanto, en el programa se deben introducir como espectros las tablas de FED (en segundos y como fracción de g), y como **factor horizontal** del espectro el valor de **a_{ef}·I/SR**, que es adimensional.

En Costa Rica no se establece ningún espectro para sismo vertical. Puede utilizarse un **factor vertical** igual a 2/3 del factor horizontal.

La sobrerresistencia es una especie de incremento de ductilidad, por lo que los desplazamientos inelásticos de la acción sísmica serán los obtenidos en el análisis elástico multiplicados por μ , α y por SR. α es el factor de desplazamiento inelástico, y viene dado por la tabla

Tipo de estructura	Factor, α
tipo marco	0.7
tipo dual	0.7
tipo muro	0.7
tipo voladizo	1.0
tipo otros	1.0

11.1.7 Espectros de Respuesta, FED

Se indican 12 tablas (4 tipos de terreno por 3 zonas sísmicas) con valores de FED para cada uno de los 6 tipos de ductilidad global asignada.

El coeficiente de amortiguamiento se considera siempre $\xi = 0.05$ (= 5%).

11.1.8 Carga gravitatoria participante

En el sismo participa la totalidad de la carga permanente, más una fracción de la sobrecarga. Dicha fracción será no menor de:

Equipos o instalaciones fijas a la estructura,	100%
Carga en bodegas,	25%
Cargas en edificios,	15%
Cargas en azoteas, marquesinas y techos,	0%

12 Ecuador

12.1 Código Sísmico CPE INEN 5

12.1.1 Zonas Sísmicas. Factor de Zona

Se establecen 4 zonas sísmicas para propósitos de diseño (Apartado 5.2-Figura 1). Cada zona lleva asociado un factor de zona **Z** según la tabla 1 de este mismo apartado.

TABLA 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona	I	II	III	IV
Valor	0,15	0,25	0,30	0,40

12.1.2 Tipos de Terreno

Se establecen los 4 tipos de terreno S₁ a S₄ según el apartado 5.3

Tipo	Características
S ₁	Roca o suelo firme (roca sana o parcialmente alterada, gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas, suelos cohesivos duros, arenas densas, suelos y depósitos de origen volcánico)
S ₂	Suelos intermedios
S ₃	Suelos blandos o estratos profundos
S ₄	Condiciones especiales de evaluación de suelos (suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos, turbas, lodos y suelos orgánicos, rellenos colocados sin control ingenieril, arcillas y limos de alta plasticidad, arcillas suaves y medio duras con espesor mayor de 30 m.)

12.1.3 Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

El coeficiente de suelo S y el coeficiente Cm se establecen según la tabla 3 del apartado 5.3.4.2.

TABLA 3. Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Tipo de Terreno	Coeficiente S	Coeficiente Cm
S ₁	1,0	0,5
S ₂	1,2	0,6
S ₃	1,5	0,8
S ₄	2,0	1,0

* Este valor debe tomarse como mínimo, y no sustituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos

En los sitios donde las propiedades de suelo sean poco conocidas, se podrán utilizar los valores de perfil de suelo tipo S3

12.1.4 Factor de importancia "I"

Se establecen los siguientes grupos según la tabla 4 del apartado 5.4.

TABLA 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Tipo de uso	Importancia	Factor I

Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y	1,5
Estructuras de ocupación	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que	1,0

12.1.5 Factor de reducción de resistencia sísmica "R"

El factor R a considerarse en el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquiera de las direcciones adoptadas, queda definido en la tabla 7 del apartado 6.2.5

TABLA 7. Coeficientes de reducción de respuesta estructural

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con Vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de manipostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

12.1.5.1 Desplazamientos anelásticos: ductilidad

A partir de las fuerzas sísmicas reducidas por este factor **R**, se obtienen los desplazamientos sísmicos elásticos, Δ_E . De acuerdo con la expresión (2-29) del apartado 2.7.8.3, los desplazamientos sísmicos anelásticos, Δ_M , se obtienen como:

$$\Delta_M = 0,75 \cdot R \cdot \Delta_E \quad (2-29)$$

En el programa, en consonancia con otras normas sísmicas, al factor $0,75 \cdot R$ se le denomina **ductilidad**.

12.1.6 Coeficientes de configuración en planta

Se estima a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas de la estructura. Se utilizan los valores de la tabla 5 del apartado 6.2.2.1. Si la estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la tabla 5, el coeficiente de configuración en planta tomará un valor de 1.

TABLA 5. Coeficientes de configuración en planta.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	Φ_{pi}
1	Irregularidad torsional Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	0,9
2	Entrantes excesivos en las esquinas La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9
3	Discontinuidad en el sistema de piso La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente	0,9
5	Ejes estructurales no paralelos La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	Sistema de piso flexible Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.	0,9

12.1.7 Coeficientes de configuración en elevación

Se estima a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura. Se utilizan los valores de la tabla 6 del apartado 6.2.3.1. Si la estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la tabla 6, el coeficiente de configuración en elevación tomará un valor de 1.

TABLA 6. *Coeficientes cte configuración en elevación*

Ti po	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espacial es y pórticos con vigas banda ΦE_i	Sistemas duales o con diagonales ΦE_i
1	Piso blando (irregularidad en rigidez) La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	Irregularidad en la distribución de las masas La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,3	1,0
3	Irregularidad geométrica La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	Desalineamiento de ejes verticales La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resísteme, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	Piso débil-Discantinuidad en la resistencia La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1.0

6	Columnas cortas Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

12.1.8 Procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas

El procedimiento de análisis empleado por **Tricalc** es **análisis dinámico espectral**. Los parámetros de respuesta elástica han sido reducidos de acuerdo con 6.11.5.4.

Tricalc calcula el periodo fundamental T utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes. (apartado 6.2.4.2)

Tricalc tiene en cuenta las especificaciones de los apartados

6.11.2.1 El espectro de respuesta elástico normalizado proporcionado en la figura 4 de este epígrafe, consistente con el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de la Tabla 3 (Apartado 5.3.4.2)

6.11.2.5 La componente vertical de sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor de 2/3

Nota



Tricalc no tiene en cuenta la posible amplificación de la respuesta de la estructura, debida a los efectos de interacción suelo-estructura.

El usuario puede seleccionar el número de modos de vibración a utilizar en el análisis o el porcentaje de masa modal acumulada involucrada, debiendo ser este de al menos el 90% de la masa total de la estructura (apartado 6.11.5.2.)

La acción sísmica utilizada debe representar, como mínimo, a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R.

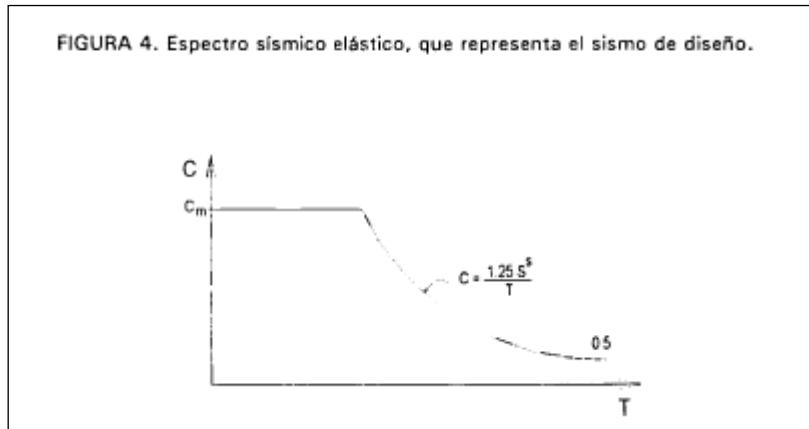
12.1.9 Efectos PDelta

Son los efectos secundarios que afectan a las fuerzas cortantes y axiales, y a los momentos flectores, cuando se aplican cargas verticales que actúan en pórticos deformados lateralmente.

Tricalc tiene en cuenta este efecto en la comprobación de elementos mediante la amplificación de las fuerzas horizontales existentes por un valor definido por el usuario o mediante cálculo en 2º orden real..

12.1.10 Espectros de Respuesta

Se indican 4 tablas (4 tipos de terreno), obtenidas a partir de la figura 4 del epígrafe 6.11.2.1 .



El valor máximo de C será Cm obtenido considerando los valores de la Tabla 3 (Apartado 5.3.4.2) y el valor mínimo de C será 0,5 según la figura 4 del epígrafe 6.11.2.1.

Definir Espectros De Respuesta

Espectros

- México - Comisión Federal de Electricidad, 1993
- Costa Rica, 2002
- Perú - E.030, 2006
- Ecuador, 2002
 - Ecuador CPE INEN 5; Suelo Tipo S1
 - Ecuador CPE INEN 5; Suelo Tipo S2
 - Ecuador CPE INEN 5; Suelo Tipo S3
 - Ecuador CPE INEN 5; Suelo Tipo S4
- Chile - NCh 433 Of.96
- Chile - NCh 433 Of.1996 mod.2009 + D.S. N° 61 (U. y V., 2011)
- Venezuela - COVENIN 1756-1:2001
- Portugal - RSA, 1983
- Portugal - NP EN 1998-1:2010
- Colombia - NSR-10
- República Dominicana, 2010
- Argelia, RPA - 99 / Versión 2003

Valores

X	Y
0.000	2.50000
2.000	2.50000
2.200	2.27000
2.400	2.08000
2.600	1.93000
2.800	1.79000
3.000	1.67000
3.200	1.56000
3.400	1.47000
3.600	1.39000
3.800	1.32000
4.000	1.25000
4.200	1.19000
4.400	1.14000
4.600	1.09000
4.800	1.04000
5.000	1.00000

☐ Frecuencias (0 a 10 Hz)
☒ Períodos (0 a 10 seg)

☒ Aceleración de la gravedad (g)
☐ cm/s²
☐ m/s²

Y Aceleración de la gravedad (g)

X Períodos (0 a 10 seg)

Por tanto, en el programa se debe introducir el espectro de respuesta elástico normalizado asociado a cada tipo de suelo (T en segundos y C como fracción de g), y como *factor horizontal* del espectro el valor de " $Z_1/(R \cdot \Phi_p \cdot \Phi_e)$ ", que es adimensional.(Apartado 6.2.1)

La componente vertical de sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor de 2/3 (Apartado 6.11.2.5)

El coeficiente de amortiguamiento debe considerarse $\xi = 0.05$ (= 5%).(Apartado 6.11.2.2)

Será necesario en el menú **Cargas>Opciones** seleccionar **Sismo genérico**.

Opciones comunes

☒ Peso Propio Barras

Viento

☒ Activo

☒ Sentido +-

☒ 2 Hipótesis

☐ 4 Hipótesis

Sismo

☒ Activo

☒ Sentido +-

Norma

☐ PDS-1/74

☐ NCSE

☒ Genérico

Posteriormente en el menú **Cargas>Definir>Sismo genérico** seleccionar el espectro en función del tipo de suelo e indicar los factores de escala horizontal y vertical y el coeficiente de amortiguación.

12.1.11 Carga gravitatoria participante

En el sismo participa la totalidad de la carga permanente, más una fracción de la sobrecarga o carga viva.

12.1.12 Efectos combinados de viento y sismo

Según el apartado 3.6. debe considerarse que las cargas por viento y por sismos no actúan simultáneamente.

12.1.13 Un ejemplo

Estructura situada en Zona sísmica II, sobre un suelo intermedio, destinada a uso hospitalario, con discontinuidad en el sistema de piso y con irregularidad geométrica en elevación. El sistema estructural está basado en pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.

- Espectro de respuesta a utilizar **Ecuador, Suelo S2** (TABLA 3)
- **S=1,2**
- **Cm=3,0**
- **Z=0,25** (TABLA 1)
- **Categoría:** Edificaciones esenciales y/o peligrosas; Factor de importancia 1,5 (TABLA 4)
- Coeficiente de configuración en planta Tipo 3, valor 0,9 (TABLA 5)
- Coeficiente de configuración en elevación Tipo 3, valor 0,9 (TABLA 6)
- Coeficiente de reducción de respuesta estructural, valor 10 (TABLA 7)
- Factor de escala horizontal $Z \cdot I / (R \cdot \Phi_p \cdot \Phi_e) = 0,25 \cdot 1,25 / (10 \cdot 0,9 \cdot 0,9) = 0,03858$
- Factor de escala vertical: $2/3 \cdot \text{factor de escala horizontal} = 2/3 \cdot 0,03858 = 0,02572$
- Coeficiente de amortiguación 5%
- Ductilidad: $0,75 \cdot R = 0,75 \cdot 10 = 7,5$

Opciones Sismo Modal Espectral

Selección de Espectro(s) (1 a 4)

- ☐ México - Comisión Federal de Electricidad, 1993
- ☐ Costa Rica, 2002
- ☐ Perú - E.030, 2006
- ☐ Ecuador, 2002
 - ☐ Ecuador CPE INEN 5; Suelo Tipo S1
 - ☒ Ecuador CPE INEN 5; Suelo Tipo S2
 - ☐ Ecuador CPE INEN 5; Suelo Tipo S3
 - ☐ Ecuador CPE INEN 5; Suelo Tipo S4
- ☐ Chile - NCh 433 Of.96
- ☐ Chile - NCh 433 Of.1996 mod.2009 + D.S. N° 61 (U. y V., 2011)
- ☐ Venezuela - COVENIN 1756-1:2001
- ☐ Portugal - RSA, 1983
- ☐ Portugal - NP EN 1998-1:2010
- ☐ Colombia - NSR-10
- ☐ República Dominicana, 2010
- ☐ Argelia, RPA - 99 / Versión 2003

Desactivar todos

Método de Composición de Espectros

☐ Suma
☐ Media aritmética
☐ Media cuadrática
☒ Raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS)

Masas que intervienen en el sismo

Fracción de las sobrecargas: 0.60
Fracción de la carga de nieve: 1.00
Fracción de las cargas móviles: 0.30

Varios

Factor de escala horizontal: 0.03858
Factor de escala vertical: 0.02572
Coeficiente de amortiguación: 5.00 %
Cota de la rasante: 0 cm
Ductilidad (1 a 10): 7.50
☐ Considerar acción sísmica vertical

Avanzadas...

Aceptar Cancelar

■

13 Venezuela

13.1 Código Sísmico Convenin 1756-1:2001

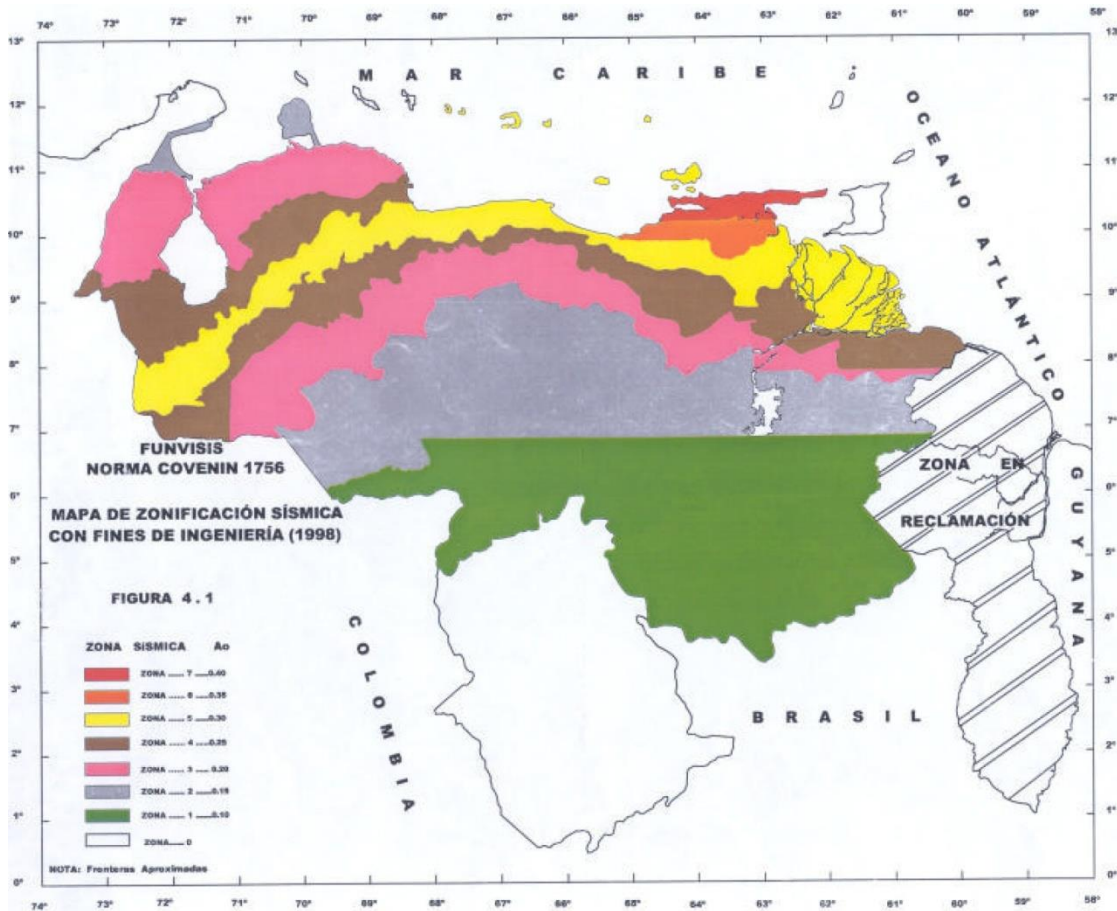
13.1.1 Guía de aplicación y fundamentos básico

13.1.1.1 Fundamentos básicos

La acción sísmica se mayor por 1,0.

13.1.2 Zonificación sísmica

13.1.2.1 Mapa de zonificación



13.1.2.2 Movimientos de diseño

Tabla 1 de valores de A_0 (coeficiente de aceleración horizontal).

Para sismo vertical, tomar $0,7 \cdot A_0$.

Zonas Sísmicas	Peligro sísmico	A ₀
7	Elevado	0,40
6		0,35
5		0,30
4	Intermedio	0,25
3		0,20
2	Bajo	0,15
1		0,10
0		---

13.1.3 Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación

13.1.3.1 Selección de la forma espectral y del factor φ

Tabla 2

Material	V _{sp} (m/s)	H (m)	Zona sísm. 1 a 4		Zona sísm. 5 a 7	
			Forma espectral	φ	Forma espectral	φ
Roca sana/fracturada	>500	---	S1	0,85	S1	1,00
Roca blanda. Suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0,85	S1	1,00
		30 – 50	S2	0,80	S2	0,90
		>50	S3	0,70	S2	0,90
Suelos duros o densos	250 – 400	<15	S1	0,80	S1	1,00
		15 – 50	S2	0,80	S2	0,90
		>50	S3	0,75	S2	0,90

Material	V _{sp} (m/s)	H (m)	Zona sísm. 1 a 4		Zona sísm. 5 a 7	
			Forma espectral	φ	Forma espectral	φ
Suelos firmes / medio densos	170 – 250	≤50	S3	0,70	S2	0,95
		>50	S3 ^(a)	0,70	S3	0,75
Suelos blandos / suelos	<170	≤15	S3	0,70	S2	0,90
		>15	S3 ^(a)	0,70	S3	0,80
Suelos blandos o suelos junto con suelos más rígidos	---	H ₁	S2 ^(c)	0,65	S2	0,70

^(a) Si $A_0 \leq 0,15$ úsese S4

^(c) Si $H_1 \geq 0,25 H$ y $A_0 \leq 0,20$ úsese S3.

siendo

V_{sp} Velocidad de corte de las ondas de corte en el perfil geotécnico;

H Profundidad a la que $V_s > 500$ m/s;

φ Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal;

H₁ Profundidad a la que desaparece el estrato blando.

Clasificación de edificaciones según el uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural

Clasificación según el uso

Tabla 3. Factor de importancia

Grupo	Descripción	α
A	Instalaciones esenciales: Hospitales, centros oficiales importantes, monumentos importantes, bomberos, policía, cuarteles, instalaciones esenciales, edificios docentes, ...	1,30
B1	Edificio densamente ocupado temporal o permanentemente, para más de 3000 personas, de más de 20.00 m ² , ...	1,15

B2	Edificios de baja ocupación, viviendas, oficinas, hoteles, bancos, cines, ...	1,00
C	Edificios de poca importancia no ocupados	---

Clasificación según el nivel de diseño

Se establecen tres niveles de diseño, de ND1 a ND3. En función del grupo de la estructura y la zona sísmica, se indica qué niveles de diseño son posibles.

Factor de reducción de respuesta

Caso de estructuras irregulares

Para ciertos tipos de irregularidad, se tomará $R = 0,75 \cdot R \geq 1,0$

Para ciertos tipos de irregularidad, los esfuerzos del análisis se multiplicarán por 1,3 desde el piso irregular hacia abajo.

Tabla 4. Factores de reducción R

Estructuras de concreto					
Nivel de diseño	Tipos de estructura (ver 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0	5,0	4,5	5,0	2,0
ND2	4,0	3,5	3,0	3,5	1,5
ND1	2,0	1,75	1,5	1,75	1,25

Estructuras de acero					
Nivel de diseño	Tipos de estructura (ver 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0 ⁽²⁾	5,0	4,0	6,0	2,0
ND2	4,5	4,0	---	---	1,5
ND1	2,5	2,25	2,0	---	1,25

Nota 1: Para sistemas con columnas articuladas en su base multiplicar R por 0,75

Nota 2: En pórticos con vigas en celosía, R = 5,0, válido en edificios de no más de 30 m de alto

Estructuras mixtas de concreto y acero					
Nivel de diseño	Tipos de estructura (ver 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0	5,0	4,0	6,0	2,0
ND2	4,0	4,0	---	---	1,5
ND1	2,25	2,5	2,25	---	1,0

Coeficiente sísmico y espectro de diseño

Coeficiente sísmico para edificaciones

La masa interviniente en el sismo es la suma de la carga permanente más:

100% de carga de servicio de líquidos en recipientes

100% de carga de servicios en almacenes y bibliotecas

En establecimientos públicos, no menos del 50% de la sobrecarga de servicio

50% de la sobrecarga de servicio en donde pueda concentrarse más de 200 personas (cines, locales comerciales, ...)

25% de la sobrecarga de servicio en viviendas y otros edificios no contemplados

0% en cubiertas y terrazas no accesibles

Espectros de diseño

La ordenada del espectro, Ad , expresada como fracción de g es

$$T < T^+ \Rightarrow Ad = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot A_0 \cdot \left(1 + \frac{T}{T^+} \cdot (\beta - 1)\right)}{1 + \left(\frac{T}{T^+}\right)^c \cdot (R - 1)}$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \Rightarrow Ad = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_0}{R}$$

$$T > T^* \Rightarrow Ad = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_0}{R} \left(\frac{T^*}{T}\right)^p$$

ERRATA: en las expresiones anteriores, donde dice T^+ , debe decir T_0 .

$$c = \sqrt[4]{\frac{R}{\beta}}$$

$$T_0 = 0,25 \cdot T^*$$

$$T^+ \geq T_0$$

siendo

α factor de importancia (Tabla 3)

A_0 coeficiente de aceleración horizontal (Tabla 1)

φ factor de corrección (Tabla 2)

β factor de magnificación promedio (Tabla 5)

T_0 período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante

T^* final del período con valor constante (Tabla 5)

T^+ período característico de variación de respuesta dúctil (Tabla 6)

R factor reductor de la respuesta (Tabla 4)

Tabla 5

Forma espectral	T^* (s)	β	p
S1	0,4	2,4	1,0
S2	0,7	2,6	1,0
S3	1,0	2,8	1,0
S4	1,3	3,0	0,9

Tabla 6. Valores de T^+ .

Factor R	T^+ (s)
$R < 5$	$0,1(R - 1)$
$R \geq 5$	0,4

Espectros suministrados por el programa

En el programa se suministran espectros de Venezuela para diferentes valores de R (factor reductor de la respuesta) y S (forma espectral). Al seleccionar un espectro, en la caja de definición de la acción sísmica debe introducirse:

Factos de escala horizontal. Debe introducirse el valor de la expresión $\alpha \cdot \varphi \cdot A_0$. Por ejemplo, para un edificio de viviendas de hormigón, en zona 4, suelo duro S1, nivel de diseño ND2 y estructura tipo IV, se tiene que $\alpha = 1$; $\varphi = 0,80$ y $A_0 = 0,25$, por lo que este factor valdrá 0,20.

Factor de escala vertical: Debe introducirse un valor igual a 0,7 del factor de escala horizontal. En el ejemplo anterior, $0,7 \cdot 0,2 = 0,14$

Coefficiente de amortiguamiento: Puede introducirse 5 %.

Ductilidad: Corresponde al factor reductor de la respuesta, R. En el ejemplo, 1,50

Opciones Sismo Modal Espectral

Selección de Espectro(s) (1 a 4)

- ☐ Venezuela - COVENIN 1756-1:2001
 - ☐ Venezuela R=1,00; S=1
 - ☐ Venezuela R=1,00; S=2
 - ☐ Venezuela R=1,00; S=3
 - ☐ Venezuela R=1,00; S=4
 - ☐ Venezuela R=1,25; S=1
 - ☐ Venezuela R=1,25; S=2
 - ☐ Venezuela R=1,25; S=3
 - ☐ Venezuela R=1,25; S=4
 - ☒ Venezuela R=1,50; S=1
 - ☐ Venezuela R=1,50; S=2
 - ☐ Venezuela R=1,50; S=3
 - ☐ Venezuela R=1,50; S=4
 - ☐ Venezuela R=1,75; S=1
 - ☐ Venezuela R=1,75; S=2
 - ☐ Venezuela R=1,75; S=3
 - ☐ Venezuela R=1,75; S=4
 - ☐ Venezuela R=2,00; S=1
 - ☐ Venezuela R=2,00; S=2
 - ☐ Venezuela R=2,00; S=3
 - ☐ Venezuela R=2,00; S=4
 - ☐ Venezuela R=2,25; S=1

Desactivar todos

Método de Composición de Espectros

- ☐ Suma
- ☐ Media aritmética
- ☐ Media cuadrática
- ☒ Raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS)

Masas que intervienen en el sismo

Fracción de las sobrecargas: 0,60

Fracción de la carga de nieve: 1,00

Fracción de las cargas móviles: 0,30

Varios

Factor de escala horizontal: 0,20

Factor de escala vertical: 0,14

Coefficiente de amortiguación: 5,00 %

Cota de la rasante: 0 cm

Ductilidad (1 a 10): 1,50

☐ Considerar acción sísmica vertical

Avanzadas...

Aceptar Cancelar

14 Colombia

14.1 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)

14.1.1 Introducción

Se comenta en este capítulo la implementación que hace el programa **Tricalc** del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), para la evaluación de la acción sísmica sobre una estructura y su dimensionado en función del material de la misma.

La norma se divide en 'Títulos', de los que no todos han sido implementados en el programa. En la actualidad, están implementados los siguientes:

- Título A – Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente
- Título B – Cargas
- Título C – Concreto Estructural
- Título D – Mampostería Estructural

14.1.2 Acción del sismo

El programa realiza el cálculo de la acción sísmica mediante un análisis de tipo dinámico, en el que el cálculo de las cargas sísmicas se realiza mediante un análisis modal espectral. A tal efecto se suministran con el programa diferentes espectros de respuesta, obtenidos a partir de especificaciones del Título A de la norma NSR-10.

En la caja de diálogo de la función **Cargas>Opciones...** dentro del epígrafe **Sismo**, se debe seleccionar método **Genérico** y posteriormente, al definir la carga de sismo genérico, en la caja de diálogo **Opciones Sismo Modal Espectral**, se debe seleccionar el espectro de respuesta deseado de entre los existentes.

El cálculo de cargas sísmicas por el método indicado es independiente de la normativa seleccionada en la solapa **Normativa** de la función **Archivo>Preferencias...**

14.1.2.1 Movimientos sísmicos de diseño

Se definen a partir de A_a (aceleración de pico efectiva) y A_v (velocidad de pico efectiva), para una probabilidad del 10% de ser excedidos en 50 años.

Tabla A.2.2-1. Valores de A_a y A_v de las regiones de los mapas A.2.3-2 y A.2.3-3

Región	A_a o A_v
10	0,50
9	0,45
8	0,40
7	0,35
6	0,30
5	0,25
4	0,20

3	0,15
2	0,10
1	0,05

14.1.2.2 Zonas de amenaza sísmica

Tabla A.2.3-1. Nivel de amenaza sísmica según los valores de A_a y A_v

Máxima región (mapas A.2.3-2 y A.2.3-3)	Máximo de A_a y A_v	Amenaza
10	0,50	Alta
9	0,45	
8	0,40	
7	0,35	
6	0,30	
5	0,25	
4	0,20	Intermedia
3	0,15	
2	0,10	Baja
1	0,05	

Tabla A.2.3-2. Valor de A_a y A_v para las capitales de departamento

Ciudad	A_a	A_v	Amenaza
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja

Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Figura A.2.3-2 Mapa de regiones para A_a

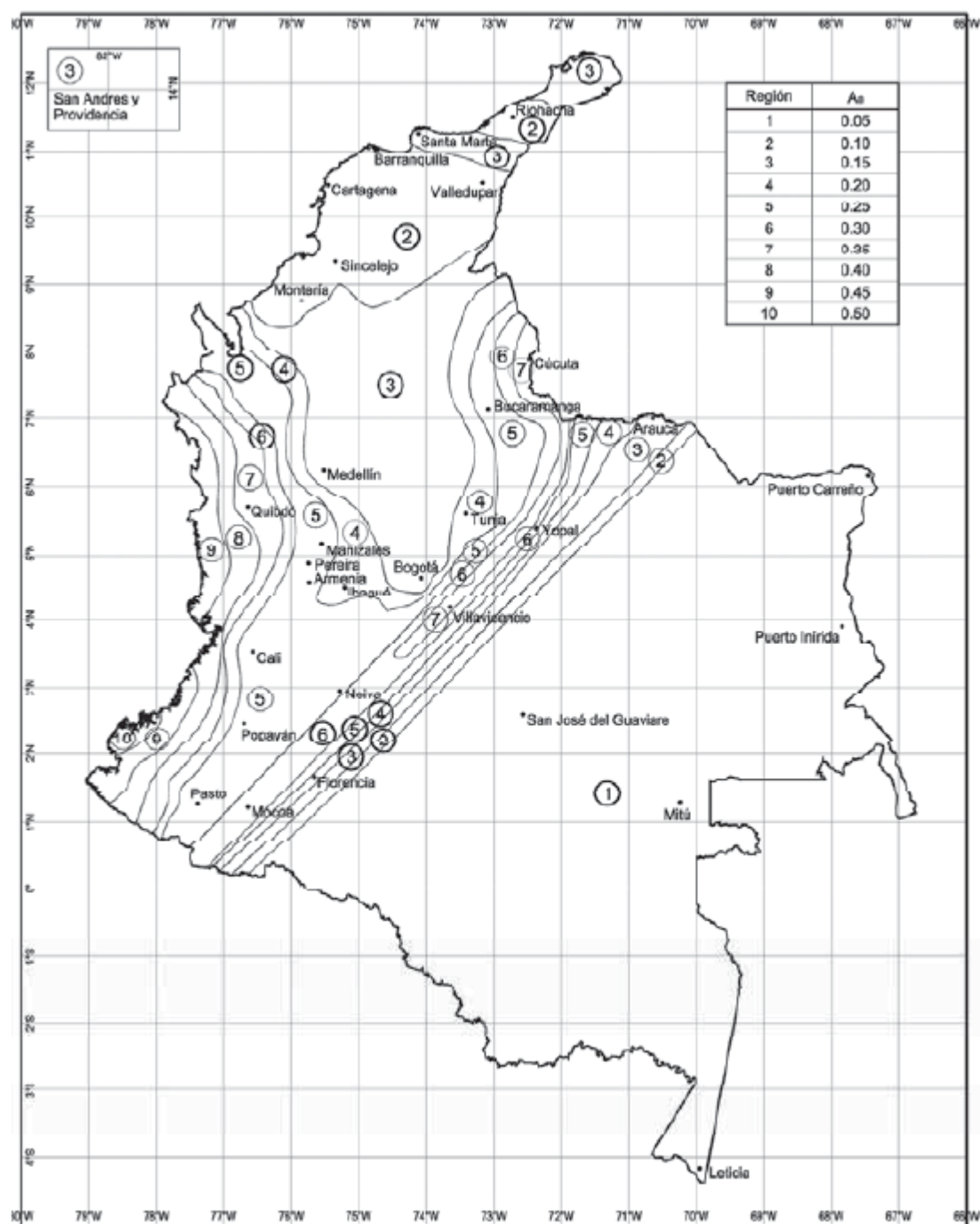
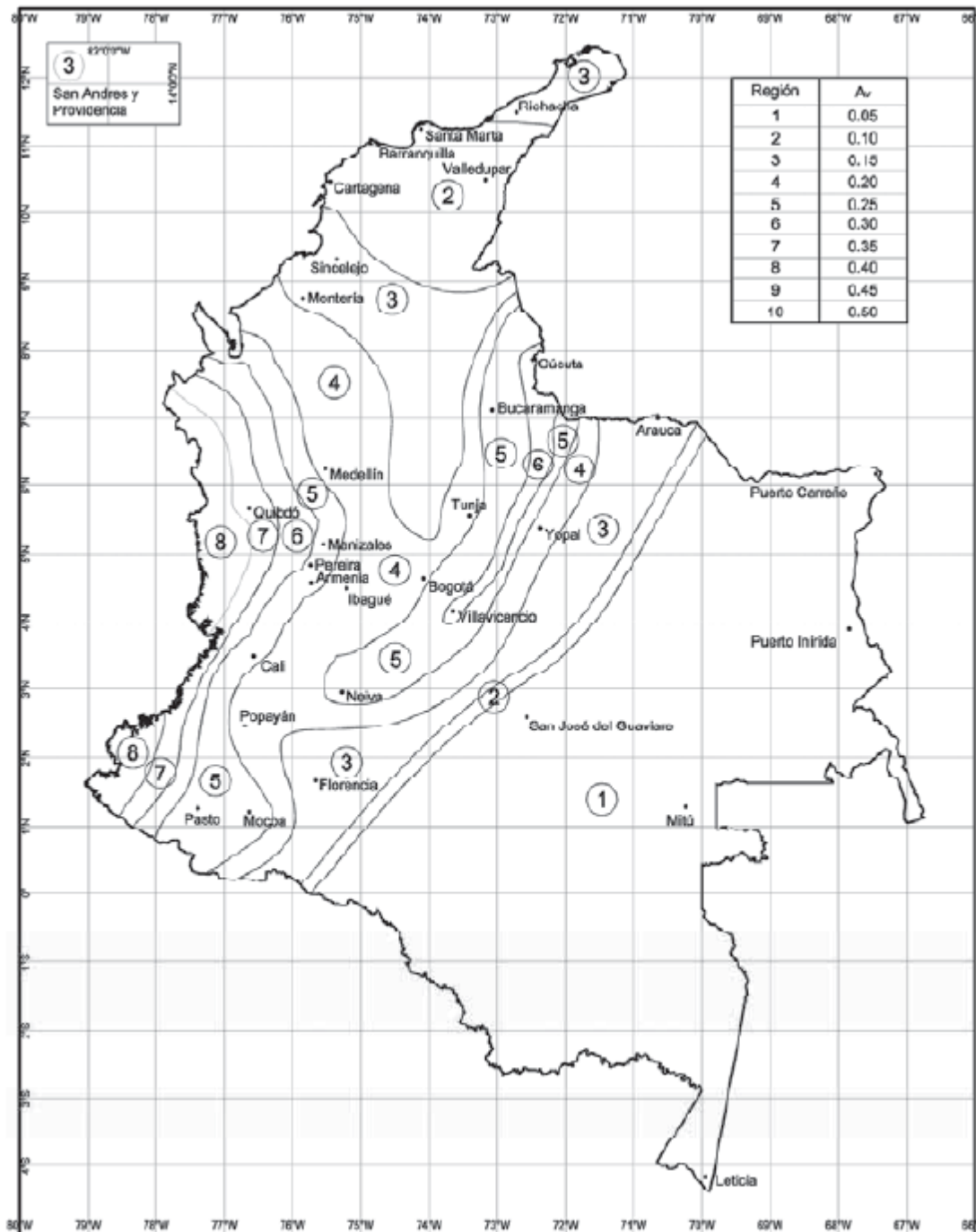


Figura A.2.3-3. Mapa de regiones para A_v



14.1.2.3 Perfil del suelo

El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil. La clasificación se da en la tabla A.2.4-1.

Tabla A.2.4-1. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo	Descripción	Definición
A	Roca competente	$v_s \geq 1500$ m/s
B	Roca de rigidez media	1500 m/s > $v_s \geq 760$ m/s
C	Suelos muy densos o roca blanda	760 m/s > $v_s \geq 360$ m/s
	Suelos muy densos o roca blanda	$N \geq 50$ o $v_u \geq 100$ kPa
D	Suelos rígidos	360 m/s > $v_s \geq 180$ m/s
	Suelos rígidos	$50 > N \geq 15$ o 100 kPa > $v_u \geq 50$ kPa
E	Otros suelos	180 m/s > v_s
	Arcillas blandas de $H > 3$ m	$IP > 20$; $w \geq 40\%$; 50 kPa > v_u
F	F ₁	Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc
	F ₂	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m).
	F ₃	Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$)
	F ₄	Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)

Siendo

H profundidad del estrato, en m;

v_s velocidad de propagación de las ondas s (de cortante), en m/s;

N número medio de golpes del ensayo de penetración estándar;

s_u resistencia media al corte sin drenaje (suelos cohesivos), en kPa;

IP índice de plasticidad;

W contenido de agua, en %.

14.1.2.4 Espectros suministrados con el programa

Tricalc incluye un total de 185 espectros de respuesta, correspondientes a las parejas de valores A_a y A_v que aparecen en la tabla A.2.3-2 de la norma, para los cinco perfiles de suelo que figuran en la tabla A.2.4-1.

Para utilizar el espectro correspondiente a unos determinados valores de A_a , A_v y suelo, es necesario seleccionarlo en la lista de la ventana **Opciones Sismo Modal Espectral**. El criterio utilizado en los nombres de los espectros de respuesta tiene el siguiente esquema: “Colombia NSR-10: $A_a=x.xx$; $A_v=y.yy$; Suelo z”.

A modo de ejemplo, si se quiere calcular el sismo de una estructura situada en Bogotá D. C., cuyos valores son $A_a=0,15$ y $A_v=0,20$, y para un suelo clasificado como rígido, es necesario seleccionar el siguiente espectro de respuesta:

“Colombia NSR-10: $A_a=0.15$; $A_v=0.20$; Suelo D”

Además del espectro de respuesta, es necesario utilizar unos coeficientes multiplicadores de la escala horizontal o vertical del espectro, que pueden establecerse en la misma ventana **Opciones Sismo Modal Espectral**.

Factor de escala horizontal: I / R

Factor de escala vertical: $(2 \cdot I) / (3 \cdot R)$

Coeficiente de amortiguación: 5%

Ductilidad (1 a 10): R

Fracción de las sobrecargas: 0,50 (valor sugerido; NSR-10 no lo indica)

Coeficiente de importancia Depende de los grupos de uso:

■ **Grupo IV:** Edificaciones indispensables. Deben funcionar durante y después de un sismo.

Hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias.

Aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión.

Refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia.

Centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos.

Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público.

Estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

■ **Grupo III:** Edificios de atención a la comunidad. indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas no incluidas en el grupo IV. Bomberos, policía, cuarteles, ...

■ **Grupo II:** Estructuras de ocupación especial. Teatros, almacenes, edificios gubernamentales, ...

■ **Grupo I:** Estructuras de ocupación normal.

Tabla A.2.5-1. Coeficiente de importancia, I

Grupo de uso	Coeficiente de importancia, I
IV	1,50
III	1,25
II	1,10
I	1,00

14.1.2.4.1 Ductilidad

El valor del coeficiente de disipación de energía (equivalente a la ductilidad) será:

$$R = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_0 \quad (A.3.3-1)$$

ϕ_a Reducción por irregularidad en altura;

ϕ_p Reducción por irregularidad en planta;

ϕ_r Reducción por falta de redundancia.

14.1.2.4.2 Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica

El valor de ϕ_r será:

- Si es DMI (sistema de disipación de energía mínima), $\phi_r = 1,0$.
- Si es DMO (moderada) o DES (especial), $\phi_r = 1,0$ si se cumplen una serie de requisitos.
- $\phi_r = 0,75$ en caso contrario.

14.1.2.4.3 Tipos de sistemas estructurales

- Sistemas de muros de carga. Resistencia horizontal y vertical por muros o pórticos articulados con diagonales.
- Sistema combinado. Hay pórticos rígidos y pórticos articulados con diagonales o muros, pero no forman un sistema dual.
- Sistema de pórtico. Pórticos rígidos sin diagonales.
- Sistema dual. Hay pórticos rígidos y pórticos articulados con diagonales o muros, que cumplen:
 - Los pórticos rígidos sin diagonales resisten cargas verticales.
 - Las fuerzas horizontales se resisten conjuntamente por ambos sistemas. Los pórticos rígidos (de hormigón armado a acero estructural) pueden ser de disipación especial de energía (DES), de disipación media (DMO) o de disipación mínima (DMI); y deben resistir no menos del 25% del cortante basal.

Tabla A.3-1 Sistema estructural de muros de carga

Sistema estructural		R ₀	Ω ₀	Zona de amenaza sísmica permitida					
Cargas horizontales	Cargas verticales			Alta		Media		Baja	
					Altura		Altura		Altura
1 Muros de madera									
Paneles cortante de	Muros ligeros de madera laminada	3,0	2,5	Sí	6 m	Sí	9 m	Sí	12 m
2 Muros estructurales									
Muros de hormigón Armado (DES)		5,0	2,5	Sí	50 m	Sí	-	Sí	-
Muros de hormigón (DMO)		4,0	2,5	No		Sí	50 m	Sí	-
Muros de hormigón (DMI)		2,5	2,5	No		No		Sí	50 m
Fábrica armada de bloques con huecos verticales rellenos (DES)		3,5	2,5	Sí	50 m	Sí	-	Sí	-
Fábrica armada de bloques con huecos verticales (DMO)		2,5	2,5	Sí	30 m	Sí	50 m	Sí	-
Fábrica parcialmente armada de bloques con huecos verticales		2,0	2,5	I	2 pisos	Sí	12 m	Sí	18 m
Fábrica confinada		2,0	2,5	I	2 pisos	I	12 m	I	18 m
Fábrica armada		4,0	2,5	Sí	45 m	Sí	60 m	Sí	-
Fábrica no armada		1,0	2,5	No		No		I	2 pisos
3 Pórticos articulados con diagonales									
Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)		5,0	2,5	Sí	24 m	Sí	30 m	Sí	-
Pórticos de H.A. con diagonales (DMO)		3,5	2,5	No		Sí	30 m	Sí	30 m

Pórticos de madera con diagonales	2,0	2,5	Sí	12 m	Sí	15 m	Sí	18 m

Hay más tablas para otros sistemas estructurales no indicadas en este documento:

- Tabla A.3-2. Sistema estructural combinado
- Tabla A.3-3. Sistema estructural de pórticos resistentes a momentos
- Tabla A-3-4 Sistema estructural dual
- Tabla A.3-5 Mezcla de sistemas en altura
- Tabla A.3-6 Irregularidades en planta
- En esta tabla se indica el valor de ϕ_p .
- Tabla A.3-7 Irregularidades en altura

14.1.3 Cargas

Las combinaciones de cargas establecidas en el Título B de la norma NSR-10 son equivalentes a las de la norma americana ASCE-SEI 7/10, por lo que, apara adaptar los resultados del programa a lo indicado en esta norma, se recomienda seleccionar como norma de cálculo la **USA-Internacional**.

14.1.4 Estructuras de hormigón

La norma colombiana sismorresistente, NSR-10, contiene el “Título C – Concreto Estructural”, que es una adaptación de la norma ACI 318S-08. Se debería seleccionar por tanto como norma de cálculo en el programa la **USA-Internacional** con parámetros específicos del país. Cuando seleccione como país, en un conjunto de parámetros nacionales, a Colombia, si pulsa el botón **Defecto**, se adoptarán los parámetros correspondientes a esta normativa NSR-10, Título C.

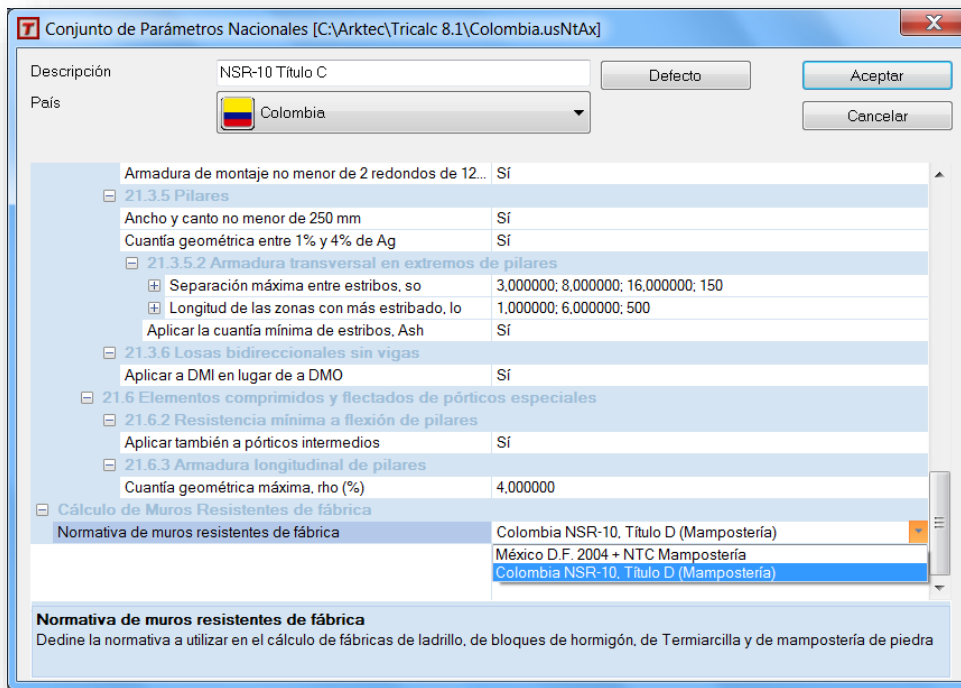
Tenga además en cuenta que la norma colombiana no utiliza la denominada Categoría Sísmica de Diseño (SDC por sus siglas en inglés), sino la denominada Capacidad de Disipación de Energía, con la siguiente equivalencia:

ACI 318M-11 y ASCE/SEI 7-10	NSR-10
SDC A y B	DMI (Capacidad de Disipación de Energía Mínima)
SDC C	DMO (Capacidad de Disipación de Energía Moderada)
SDC D, E o F	DES (Capacidad de Disipación de Energía Especial)

Vea el apartado correspondiente al reglamento ACI 318M-11 para más información.

14.1.5 Estructuras de mampostería (Muros de fábrica)

La norma colombiana sismorresistente, NSR-10, contiene el “Título D – Mampostería Estructural”. Para que el programa calcule los muros resistentes de piezas con esta norma, debe seleccionar como norma de cálculo la **USA-Internacional** con parámetros específicos del país. Cuando seleccione como país, en un conjunto de parámetros nacionales, a Colombia, si pulsa el botón **Defecto**, se adoptarán los parámetros correspondientes a esta normativa NSR-10, Título D. También puede editar los parámetros de forma que en **Normativa de muros resistentes de piezas** seleccione esta norma.



Tenga además en cuenta que la norma colombiana no utiliza la denominada Categoría Sísmica de Diseño (SDC por sus siglas en inglés), sino la denominada Capacidad de Disipación de Energía, con la siguiente equivalencia:

ACI 318M-11 y ASCE/SEI 7-10	NSR-10
SDC A y B	DMI (Capacidad de Disipación de Energía Mínima)
SDC C	DMO (Capacidad de Disipación de Energía Moderada)
SDC D, E o F	DES (Capacidad de Disipación de Energía Especial)

14.1.5.1 Introducción

Las principales características de la implementación que hace el programa sobre esta normativa son:

- De las diferentes tipologías de mampostería estructural recogidas en el apartado D.2.1 de la norma, **Tricalc** permite el cálculo de Mampostería Reforzada (fábrica armada) y de Mampostería parcialmente reforzada (fábrica parcialmente armada). Por tanto, todas las fábricas calculadas con esta normativa deben tener tanto armadura horizontal (armadura de tendeles, en las juntas horizontales) como armadura vertical (en perforaciones verticales de las piezas destinadas a ese fin).
- No se considera el cálculo de Mampostería no reforzada (fábrica no armada), ya que esta norma carece de soporte para esta tipología mediante el métodos de los Estados Límite de resistencia (denominado en las normas americanas LRFD: Load and Resistance Factored Design). Que es el único permitido en el programa.
- Si la capacidad de disipación de energía sísmica definida en las opciones es Especial (DES), que equivale a un Seismic Design Category, SDC, D, E o F, entonces la fábrica se calculará como fábrica armada (apartado D.7 de la norma) con dos posibilidades a definir en las opciones:
 - Con todas las celdas rellenas de mortero.

- Rellenando con mortero sólo las celdas con armadura vertical (en cuyo caso la armadura deberá cumplir las condiciones adicionales del apartado D.7.2.1.1 de la norma).
- Si, por el contrario, la capacidad de disipación de energía sísmica definida en las opciones es Moderada (DMO) o menor, que equivale a un Seismic Design Category, SDC, C o menor, entonces la fábrica se calculará, en función de lo indicado en las opciones, como:
 - Como fábrica parcialmente armada, relleno con mortero sólo las celdas con armadura vertical, de acuerdo con el apartado D.8 de la norma.
 - Como fábrica armada, relleno con mortero sólo las celdas con armadura vertical, de acuerdo con el apartado D.7 de la norma.

14.1.5.2 Clasificación de la mampostería estructural (fábrica resistente)

El Título D de la norma NSR-10 contempla las siguientes tipologías de fábrica resistente:

- **Mampostería de cavidad reforzada.** Consiste en dos hojas de mampostería reforzada o no separadas por un espacio continuo relleno de hormigón armado con comportamiento compuesto. Esta tipología no está contemplada en el programa.
- **Mampostería reforzada.** Mampostería de piezas con agujeros verticales rellenos de mortero y con armaduras, según el apartado D.7 de la norma. A efectos sísmicos, se considera como de capacidad de disipación especial (DES) si todas las celdas se rellenan con mortero o la armadura cumple los requisitos indicado en el apartado D.7.2.1.1, y de capacidad de disipación moderada (DMO) en caso contrario. En el programa, si en las opciones de comprobación de muros resistentes se selecciona una categoría sísmica SDC D, E o F (que equivale a una capacidad de disipación especial), el programa dimensionará los muros de fábrica con esta tipología, relleno de mortero todas las celdas de las piezas o no en función de lo que se indique en las opciones. Si, por el contrario, en las opciones de comprobación de muros resistentes se selecciona una categoría sísmica SDC C o menor (que equivale a una capacidad de disipación moderada o mínima), el programa dimensionará los muros de fábrica con esta tipología si así se indica en las opciones.
- **Mampostería parcialmente reforzada.** Mampostería de piezas con agujeros verticales rellenos de mortero y con armaduras, según en el apartado D.8 de la norma. Sólo se rellenan de mortero los agujeros que contengan armadura. A efectos sísmicos, se considera de capacidad de disipación moderada (DMO). El programa dimensiona con esta tipología los muros de fábrica en cuyas opciones se haya definido una categoría sísmica SDC A, B o C (que equivale a una capacidad de disipación mínima o moderada), si así se indica en las opciones.
- **Mampostería no reforzada.** Mampostería de piezas con armadura menor de la indicada en el caso anterior, o sin armadura. Esta tipología no está contemplada en el programa.
- **Mampostería de muros confinados.** Mampostería rodeada por elementos de hormigón armado que se hormigonan tras la construcción del muro y que trabajan de forma conjunta. El programa no contempla directamente esta tipología, sino que si se definen vigas y pilares de hormigón en el interior de muros resistentes, cada elemento se dimensiona con los esfuerzos y tensiones que resultan del cálculo. Así, los paños de fábrica se dimensionan como mampostería reforzada o parcialmente reforzada, según sea el caso.
- **Mampostería de muros diafragma.** Mampostería en el interior de pórticos construidos previamente, a los que restringen lateralmente. No se permite su uso en edificaciones nuevas. Esta tipología no está contemplada en el programa.
- **Mampostería reforzada exteriormente.** Mampostería con armadura en la capa de revoco. Esta tipología no está contemplada en el programa.

14.1.5.3 Materiales

14.1.5.3.1 Mortero de pega (mortero de juntas)

El mortero de pega se utiliza en las juntas horizontales (tendeles) y verticales (llagas), pero no para el relleno de perforaciones con armadura o dinteles.

La tabla D.3.4-1 de la norma establece los siguientes tipos de mortero a utilizar:

Morteros de pega (morteros para juntas)

Tipo de mortero	Propiedades	Proporción (dosificación)				
		Resistencia a compresión f_{cp}' (MPa)	Cemento Portland	Cal hidratada	Cemento para mampostería	Arena/cem.
	Mín.	Máx.				
H	$\geq 22,5$	1	0,25	N/A	2,00	2,50
M	$\geq 17,5$	1	0,25	N/A	2,25	3,00
		1	N/A	1	2,25	2,50
S	$\geq 12,5$	1	0.25-0,50	N/A	2,50	3,50
		0,5	N/A	1	2,50	3,00
N	$\geq 7,5$	1	0,50-1,50	N/A	3,00	4,50
		0	N/A	1	3,00	4,00

El tipo N sólo es válido para acacidad de disipación mínima (DMI). En el programa, la resistencia a compresión del mortero de pega se define en múltiplos de 2,5 MPa, respetando las limitaciones de la tabla anterior.

En las juntas horizontales (tendeles) de fábricas de piezas con perforaciones verticales, se podrá indicar (en las propiedades de cada muro) si este mortero se aplica en todos los tabiques de las piezas o sólo en los tabiques laterales que forman las caras exteriores del muro.

14.1.5.3.2 Mortero de rellenos

El mortero de rellenos se utiliza para rellenar las perforaciones verticales para armaduras y los dinteles, distinguiéndose entre mortero ordinario y mortero fino. Es distinto del mortero de pega. Al contrario que otras normativas, la norma NSR-10 no contempla el uso de hormigón para este fin.

Su resistencia a compresión, f_{cr}' , se define en múltiplos de 2,5 MPa, respetando las limitaciones siguientes (siendo f_m' la resistencia nominal a la compresión de la mampostería):

$$f_{cr}' \geq 12,5 \text{ Mpa}$$

$$1,25 f_m' \leq f_{cr}' \leq 1,50 f_m'$$

14.1.5.3.3 Piezas

De acuerdo con la norma NSR-10, las piezas que forman la fábrica (unidades de mampostería en la terminología de esta norma) pueden ser:

- Por el material
 - Hormigón (cemento)
 - Cerámica (arcilla cocida)
 - Sikicocalcáreos. Este material no está contemplado en el programa
 - Piedra. Este material no está contemplado en el programa para esta norma
- Por sus huecos
 - Perforaciones verticales
 - Perforaciones horizontales. Este tipo no está contemplado en el programa para esta norma

- Macizas (las perforaciones son menores del 25% del volumen total). Este tipo no está contemplado en el programa para esta norma

Por tanto, el programa permite utilizar, para esta norma, ladrillos cerámicos y bloques de hormigón con perforaciones verticales aptas para colocar armadura, debiendo cumplir que:

- El área de las celdas será $\leq 65\%$ del área transversal de la pieza.
- Si son para alojar armadura (vertical), sus dimensiones serán ≥ 50 mm y su área ≥ 3000 mm².

Nota: Aunque la norma permite, en ciertos casos, utilizar piezas con perforaciones horizontales y piezas macizas en combinación con piezas de perforación vertical en fábricas parcialmente armadas (mampostería parcialmente reforzada), el programa no contempla esta posibilidad.

14.1.5.4 Resistencia a la compresión de la mampostería, f_m'

En la caja de propiedades de las muros resistentes, es posible definir la resistencia a la compresión de la fábrica, tanto en la dirección vertical como en la horizontal, así como para los huecos verticales vacíos o rellenos con mortero. También es posible indicar al programa que calcule estos valores en base los datos de las piezas y del mortero seleccionado, de acuerdo con los apartados D.3.7.5 y D.3.7.6 de la norma.

Tenga en cuenta que en esta norma, la resistencia a la compresión de la mampostería se define para el área efectiva de la sección del muro (sin contar los huecos de las piezas no rellenos de mortero ni los tabiques interiores de las piezas cuando no tengan mortero de juntas), mientras que en otras normas se define para la sección bruta del muro.

El valor de la resistencia a compresión de la fábrica, con las celdas vacías de mortero, en base a la calidad de los materiales, se calcula como:

$$f_m' = 0,75 \cdot R_m \quad (D.3.7-2)$$

$$R_m = [2 \cdot h / (75 + 3 \cdot h)] \cdot f_{cu}' + [50 \cdot k_p / (75 + 3 \cdot h)] \cdot f_{cp}' \leq 0,8 \cdot f_{cu}' \quad (D.3.7-1)$$

Siendo

h	altura de las piezas, mm
f_{cu}'	resistencia especificada a compresión de la pieza en relación a su área neta, MPa
f_{cp}'	resistencia especificada a compresión del mortero de pega, MPa
f_m'	resistencia nominal a compresión de la mampostería en relación a su área neta, MPa
k_p	factor de correlación por absorción de la pieza, adimensional
	= 1,4 para piezas de hormigón
	= 0,8 para piezas cerámicas o silico-calcáreas

Para mampostería de unidades con todas las perforaciones verticales rellenas de mortero, la resistencia a compresión, en base a la calidad de los materiales, se calcula como:

$$f_m' = 0,75 \cdot [r \cdot R_m + 0,9 \cdot k_r \cdot (1 - r) \cdot f_{cr}'] \leq 0,94 \cdot R_m \quad (D.3.7-3)$$

Siendo:

f_m'	resistencia nominal a compresión de la mampostería en relación a su área bruta, MPa
r	relación entre el área neta y el área bruta de la unidad de mampostería, adimensional. Este valor se fija en la base de datos de ladrillos y bloques de hormigón del programa.
k_r	corrección por absorción de la pieza con perforaciones rellenas de mortero, adimensional
	= 0,90 para piezas de hormigón
	= 0,75 para piezas cerámicas o silico-calcáreas

f_{cr} resistencia a compresión del mortero de relleno, MPa

14.1.5.5 Requisitos constructivos para muros de fábrica estructural

14.1.5.5.1 Armaduras

Los diámetros mínimos y máximos permitidos para las armaduras de refuerzo son:

- Armadura longitudinal en perforaciones verticales y en zunchos
 - El diámetro mínimo es el 10M (10 mm) o N3 (3/8")
 - El diámetro máximo es el 25M (25 mm) o N8 (1"), que se reduce a 20M (20 mm) o N6 (3/4") si el espesor del muro es menor de 200 mm. El diámetro tampoco será mayor de 1/3 de la menor dimensión de la celda.
- La armadura de tendeles (de juntas horizontales) estará entre 4 mm y 1/2 del espesor de mortero de la junta (que en el programa se considera siempre de 10 mm).

El recubrimiento de las armaduras, será. Como mínimo:

- Armadura longitudinal en perforaciones verticales y en zunchos (en este caso, se suma el recubrimiento de mortero más la propia pieza):
 - En muros en contacto con el terreno, 50 mm para barras de más de 16M (16 mm) o N5 (5/8") y 40 mm para el resto de diámetros.
 - En el resto de casos, 40 mm
- Armadura de tendeles (de juntas horizontales):
 - En muros en contacto con terreno o la intemperie: 12 mm. Si el contacto con terreno o agua es permanente, la armadura debe estar protegida con productos anticorrosión (por ejemplo, armaduras galvanizadas)
 - En el resto de casos, 6 mm

La longitud de anclaje de los redondos corrugados embebidos en mortero, ℓ_d , será:

$$\ell_d = 1,5 \cdot d_b^2 \cdot f_y / [K \cdot (f_m')^{0.5}] \geq 300 \text{ mm} \quad (\text{D.4.2-1})$$

Siendo K el recubrimiento del redondo hasta el exterior de la pieza en mm pero no mayor de $5 \cdot d_b$. Si los redondos son lisos, la longitud de anclaje será el doble de la indicada anteriormente.

Las armaduras de refuerzo verticales deben colocarse preferentemente en el centro de los huecos y una sola barra por celda.

14.1.5.5.2 Piezas

Las confuccionnes se situarán preferentemente en los huecos (perforaciones) de las piezas no rellenos de mortero. Se prohíbe el uso de rozas o rebajes en piezas de perforación vertical. También pueden situarse en el interior de celdas rellenas de mortero si se cumplen una serie de condiciones. En todo caso, no puede haber conducciones en perforaciones contiguas ni estar separados menos de 5 veces su diámetro. Por todo ello, la definición y comprobación de rozas y rebajes no está implementado en el programa para esta normativa.

En muros de fábrica estructural se prohíbe el uso de aparejo no trabado (aparejo petaca), debiendo quedar alineados los huecos verticales de las piezas que han de rellenarse de mortero. Esta normativa no permite la llaga a hueso: las juntas verticales deben tomarse con mortero.

14.1.5.6 Análisis y diseño del muro

El cálculo de la fábrica resistente se basa en el método de los estados límite, en los que la resistencia requerida (solicitud originada por las acciones mayoradas) no debe ser mayor de la resistencia de diseño, que es la resistencia nominal reducida por un factor de resistencia ϕ .

Hay que tener en cuenta que esta norma, al igual que otras, parten de la base errónea de que en la flexión en su plano, se cumple la hipótesis de Navier – Bernouille (las secciones planas horizontales permanecen planas tras la deformación por flexión). El programa, sin embargo, utiliza una discretización en elementos finitos para obtener la tensión (y el desplazamiento) en cada uno de sus puntos. De esta forma, las acciones en el propio plano del muro se traducen en compresiones, tracciones y esfuerzos tangenciales.

Los valores de este coeficiente de reducción de resistencia varían en función del estado límite que se desea comprobar, de acuerdo con lo siguiente:

Estado límite	Valor de ϕ
Compresión $\phi \cdot P_n \geq \min \{0,10 \cdot f_m' \cdot A_e ; 0,25 \cdot P_b\}$, acompañada o no de flexión	0,60
Tracción acompañada o no de flexión	0,80
Compresión $\phi \cdot P_n < \min \{0,10 \cdot f_m' \cdot A_e ; 0,25 \cdot P_b\}$	Interpolar linealmente
Cortante	0,60
Aplastamiento (cargas concentradas)	0,60

14.1.5.6.1 Suposiciones de diseño

A efectos de tensiones normales (axil en el plano del muro y flexión en un plano perpendicular al muro), se establecen los siguientes dominios de deformación y relaciones tensión – deformación:

- La fábrica (mortero y unidades de mampostería) no resiste tracciones.
- Las armaduras sufren las mismas deformaciones que el muro en la que se inserta
- Se cumple la hipótesis de Navier-Bernuilli
- Para el acero, se adopta el diagrama elasto-plástico perfecto: lineal hasta una tensión f_y y una deformación $\varepsilon_y = f_y / E_s$ y horizontal a partir de ese punto.
- La deformación máxima a compresión es $\varepsilon_{mu} = 0,003$. Se adopta un diagrama de dominios de deformación similar al de ACI 318 o el Título C de esta norma, con un solo pivote.
- El bloque de compresiones de la sección es de tipo rectangular (como en ACI 318 o el Título C de NSR-10):
 - La tensión es $0,80 \cdot f_m'$
 - Su profundidad es $a = 0,85 \cdot c$; siendo c la profundidad de la fibra neutra

14.1.5.6.2 Módulos de elasticidad y cortante

Para el acero de refuerzo, se adopta el valor

$$E_s = 200.000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5.2-1})$$

Para las fábricas de bloques de hormigón, en ausencia de datos de ensayos, se adopta el siguiente valor (que puede ser modificado por el usuario al definir las propiedades del muro):

$$E_m = 900 \cdot f_m' \leq 20.000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5.2-2})$$

Para las fábricas de ladrillo y Termoarcilla, en ausencia de datos de ensayos, se adopta el siguiente valor (que puede ser modificado por el usuario al definir las propiedades del muro):

$$E_m = 750 \cdot f_m' \leq 20.000 \text{ MPa} \quad (\text{D.5.2-3})$$

El módulo de cortante de la fábrica (y su coeficiente de Poisson) puede tomarse como:

$$G_m = 0,4 \cdot E_m \rightarrow \nu_m = 0,25 \quad (\text{D.5.2-5})$$

14.1.5.6.3 Resistencia a compresión simple

La resistencia nominal a compresión centrada con pandeo, P_n , será no mayor de:

$$P_n = 0,80 \cdot P_0 \cdot R_e \quad (\text{D.5.5-3})$$

Donde

$$P_0 = 0,80 \cdot f_m' \cdot (A_e - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \leq f_m' \cdot A_e \quad (\text{D.5.5-1})$$

$$h' / t \leq 30 \rightarrow R_e = 1 - [h' / (42 \cdot t)]^2 \quad (\text{D.5.5-2})$$

$$h' / t > 30 \rightarrow R_e = [21 \cdot t / h']^2 \quad (\text{D.5.5-3})$$

R_e	Factor reductor de la resistencia a compresión por pandeo
A_e	Área efectiva de la sección del muro (descontando las partes de la tabla de la pieza sin mortero de juntas y sin mortero de relleno)
A_{st}	Área de las armaduras
h'	Altura efectiva del muro
t	Espesor del muro a efectos de pandeo

14.1.5.6.4 Resistencia mínima a tracción

El apartado D.5.8.2 del Título D de la norma NSR-10, fija la resistencia mínima a flexión en el plano del muro. Como queda dicho en el apartado **Suposiciones de diseño**, el programa analiza las tensiones de tracción y compresión provocadas por esta flexión (y el resto de esfuerzos), por lo que equivale a definir una resistencia mínima a tracción. Esta consición se aplica cuando las tensiones de tracción vertical en cualquier punto del muro superan el valor $0,1 \cdot \phi \cdot f_m'$. Se debe cumplir entonces

$$P_n \geq \alpha \cdot P_r = \alpha \cdot f_r \cdot A$$

Siendo

α	= 1,8 si se inyectan de mortero todas las celdas de las piezas
	= 3,0 si sólo se inyectan con mortero las celdas que tienen armadura vertical
P_r	representa el axil de tracción de fisuración
f_r	módulo de ruptura de la fábrica, de acuerdo con la tabla siguiente

Tabla D.5.8-1. Módulo de ruptura, f_r (MPa)

Dirección de las tracciones debidas a la flexión	Mortero de cemento Portland y cal		Mortero de cemento para mampostería	
Tipo de mampostería	H, M o S	N	H, M o S	N
Perpendicular a las juntas horizontales				
■ Unidades macizas	0,69	0,52	0,41	0,26
■ Unidades de perforación vertical ⁽¹⁾				
• Sin inyectar	0,43	0,33	0,26	0,16
• Todas las celdas inyectadas	1,12	1,09	1,06	1,00
Perpendicular a las juntas verticales				
■ Unidades macizas	1,38	1,03	0,83	0,52
■ Unidades de perforación vertical				
• Sin inyectar				
• Celdas parcial o totalmente inyectadas	0,86	0,66	0,52	0,33
	1,38	1,03	0,83	0,52

Estos valores pueden ser modificados por el usuario en las propiedades del muro.

14.1.5.6.5 Resistencia a flexión en el plano perpendicular del muro

Para flexión en un plano perpendicular al muro, tanto horizontal (en el que las armaduras resistentes son las armaduras de tendel) como vertical (en el que las armaduras resistentes son las verticales).

En el caso de flexión simple, o cuando el axil de compresión es $P_u < 0,10 \cdot f_m' \cdot A_e$, se debe cumplir:

$$M_u \leq \phi \cdot R_e \cdot M_n \quad (D.5.7-1)$$

Además, debe cumplirse que:

$$\rho = A_s / (b \cdot d) \leq 0,5 \cdot \rho_b$$

Siendo

M_n	resistencia nominal a flexión, que el programa calcula en base a lo indicado en las suposiciones de diseño
R_e	factor reductor por pandeo, obtenido de acuerdo con el apartado anterior
b	ancho de la cabeza de compresión considerada
d	canto útil de la armadura más traccionada (medido en la dirección perpendicular al plano del muro)
ρ_b	cuantía correspondiente a las condiciones de flexión balanceada (fibra más comprimida con deformación ε_{mu} y armadura más traccionada con deformación ε_y)

Si el axil de compresión es grande ($P_u < 0,10 \cdot f_m' \cdot A_e$) debe cumplirse, además, que

$$h' / t \leq 30$$

14.1.5.6.6 Resistencia a cortante

Para el cortante en la dirección perpendicular al plano del muro (cortante de flexión de placa) se debe cumplir:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (D.5.7-6)$$

$$V_n = A_{mv} \cdot (f_m')^{0,5} / 6 \quad (D.5.7-7)$$

Donde

A_{mv} Es el área efectiva del muro a cortante. En general puede adoptarse $A_{mv} = A_e$, salvo que el mortero de juntas horizontales se coloque sólo en los bordes del muro (tendel hueco).

Para el cortante en el plano del muro (cortante de tensión plana) se debe cumplir:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (D.5.8-4)$$

$$V_n = V_m + V_s \quad (D.5.8-5)$$

Siendo V_m la resistencia nominal a cortante aportada por el mortero y las piezas y V_s la resistencia nominal a cortante aportada por las armaduras horizontales (que en el caso del programa son siempre armaduras de tendel).

Si $V_u \geq \phi \cdot V_m$, es decir, si la resistencia de cálculo aportada por la fábrica no es suficiente, entonces sólo se contará con la aportación de las armaduras: $V_n = V_s$.

El valor de V_m , así como la máxima resistencia nominal a cortante, $V_{n,max}$, de acuerdo con NSR-10, dependen del factor $M_u / (V_u \cdot d)$, que el programa sustituye por P_u / V_u , siendo P_u el axil de tracción vertical (véase el apartado Análisis y diseño del muro):

$$\text{Si } M_u / (V_u \cdot d) \leq 0,25 \quad \rightarrow V_m = 0,30 \cdot A_{mv} \cdot (f_m')^{0,5} + 0,25 \cdot P_u$$

$$\rightarrow V_{n,max} = 0,50 \cdot A_{mv} \cdot (f_m')^{0,5}$$

$$\text{Si } 0,25 < M_u / (V_u \cdot d) < 1,00 \quad \rightarrow V_m = [0,33 - 0,13 \cdot M_u / (V_u \cdot d)] \cdot A_{mv} \cdot (f_m')^{0,5} + 0,25 \cdot P_u$$

$$\rightarrow V_{n,max} = [0,56 - 0,23 \cdot M_u / (V_u \cdot d)] \cdot A_{mv} \cdot (f_m')^{0,5}$$

$$\text{Si } M_u / (V_u \cdot d) \geq 1,00$$

$$\rightarrow V_m = 0,20 \cdot A_{mv} \cdot (f_m')^{0,5} + 0,25 \cdot P_u$$

$$\rightarrow V_{n,max} = 0,33 \cdot A_{mv} \cdot (f_m')^{0,5}$$

El valor de V_s viene dado por:

$$V_s = \rho_n \cdot f_y \cdot A_{mv} \quad (D.5.8-7)$$

$$\rho_n = A_v \cdot \eta / (s \cdot b) \quad (D.5.8-8)$$

Siendo

ρ_n	cuantía del refuerzo horizontal para el cortante
η	factor de eficacia del refuerzo horizontal, con $\eta = 0,35$ para el caso de armadura de tendeles
A_v	área del refuerzo horizontal (área de cada armadura de tendel)
s	separación vertical entre refuerzos horizontales de área A_v

14.1.5.7 Muros armados de piezas con huecos verticales

El apartado **D.7 Mampostería reforzada de unidades de perforación vertical** de la norma NSR-10 indica una serie de prescripciones específicas para este tipo de muros:

- Si todas sus celdas se rellenan con mortero, se considera que el muro tiene capacidad de disipación espacial (DES). También se considera de esta capacidad especial si sólo se rellenan de mortero las celdas que tienen armadura, pero la armadura cumple las siguientes condiciones:
 - La separación de las armaduras horizontales para cortante en el plano del muro es no mayor de 1/3 de la altura libre del muro, ni mayor de 1/3 de su longitud ni mayor de 600 mm.
 - La separación de las armaduras verticales es no mayor de 1/3 de la altura libre del muro, ni mayor de 1/3 de su longitud ni mayor de 1200 mm.
 - La armadura vertical tendrá un área mayor de 1/3 del área requerida para cortante de la armadura horizontal.
- Si sólo se rellena de mortero las celdas con armadura y no se cumplen las condiciones adicionales antes indicadas, se considera que el muro tiene capacidad de disipación moderada (DMO).
- De manera inversa, cuando se define en el programa una capacidad de disipación especial (DES), el muro se dimensiona como muro armado. En las opciones de armado se puede indicar si se opta por rellenar todas las celdas con mortero o se opta por rellenar sólo las celdas con armadura vertical y por tanto cumplir las condiciones adicionales antes indicadas.
- Su espesor mínimo será de 120 mm. En el programa no se respeta este límite, permitiéndose muros de al menos 100 mm de espesor.
- El muro debe ser trabado: no se permiten muros sin traba (de aparejo petaca en la terminología de esta norma).
- No se permite el mortero de tipo N. En el programa aparece una advertencia al definir un muro de fábrica con este tipo de mortero cuando se establece una capacidad de disipación de energía especial (DES).
- Debe cumplirse que $10 \text{ MPa} \leq f_m' \leq 28 \text{ MPa}$. En el programa aparece una advertencia al definir un muro de fábrica con una resistencia fuera de este rango cuando se establece una capacidad de disipación de energía especial (DES).
- Las cuantías horizontal y vertical respecto al área bruta del muro serán:
 - $\rho_h \geq 0,0007$
 - $\rho_v \geq \max \{0,0007; 0,5 \cdot \rho_h\}$
 - $\rho_h + \rho_v \geq 0,0020$
- Nota: El programa es algo más restrictivo, considerando $\rho_h \geq 0,0010$ y $\rho_v \geq 0,0010$.
- La armadura de refuerzo vertical se situará en celdas distantes no más de 1,2 m. Además, habrá armadura vertical en los extremos del muro y a los lados de huecos de más de 600 mm de ancho de cuantía no menor de un redondo 12M (12 mm).

- La armadura de refuerzo horizontal (armadura de tendeles) estará formada por redondos de 4 mm como mínimo y separadas no más de 0,6 m de alto.

14.1.5.8 Muros parcialmente armados de piezas con huecos verticales

El apartado **D.8 Mampostería parcialmente reforzada de unidades de perforación vertical** de la norma NSR-10 indica una serie de prescripciones específicas para este tipo de muros:

- Se considera que el muro tiene capacidad de disipación moderada (DMO). De manera inversa, cuando se define en el programa una capacidad de disipación moderada (DMO), mínima (DMI) o no se considera el sismo, el muro se dimensiona bien como muro parcialmente armado bien como muro reforzado, en función de lo que se indique en las opciones (en ambos casos con sólo las celdas que contienen armadura rellenas de mortero).
- Su espesor mínimo será de 120 mm. En el programa no se respeta este límite, permitiéndose muros de al menos 100 mm de espesor.
- El muro debe ser trabado: no se permiten muros sin traba (de aparejo petaca en la terminología de esta norma).
- No se permite el mortero de tipo N. En el programa aparece una advertencia al definir un muro de fábrica con este tipo de mortero.
- Debe cumplirse que $f_m' \geq 8$ MPa. En el programa aparece una advertencia al definir un muro de fábrica con una resistencia fuera de este rango cuando se establece una capacidad de disipación de energía moderada (DMO), mínima (DMI) o no hay sismo.
- Las cuantías horizontal y vertical respecto al área bruta del muro serán:

$$\rho_h \geq 0,0027$$

$$\rho_v \geq 0,0027$$
- La armadura de refuerzo vertical se situará en celdas distantes no más de 2,4 m. Además, habrá armadura vertical en los extremos del muro y a los lados de huecos de más de 600 mm de ancho de cuantía no menor de un redondo 12M (12 mm).
- La armadura de refuerzo horizontal (armadura de tendeles) estará separada no más de 0,8 m de alto.

15 República Dominicana

15.1 Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras. República Dominicana. Noviembre 2010.

15.1.1 Zonificación sísmica

15.1.1.1 Mapas de zonificación

El reglamento sismorresistente de la República Dominicana permite definir la zonificación sísmica con dos niveles de detalle:

- Un nivel reducido, en que el territorio se divide en solo dos zonas, con valores del lado de la seguridad. Para ello se utiliza el 'Mapa N° 1' y las aceleraciones de cálculo definidas en los apartados 3.1.1 y 3.1.2 del reglamento, que se detallan en la tabla I siguiente:

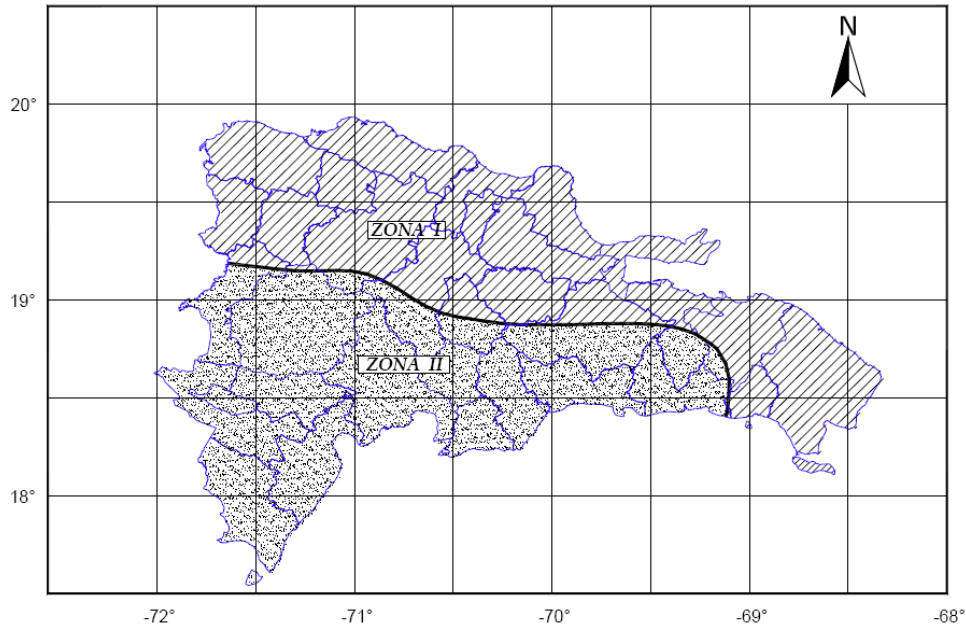
Tabla I

Zona	S_s	S_1
I	1,55 g	0,75 g
II	0,95 g	0,55 g

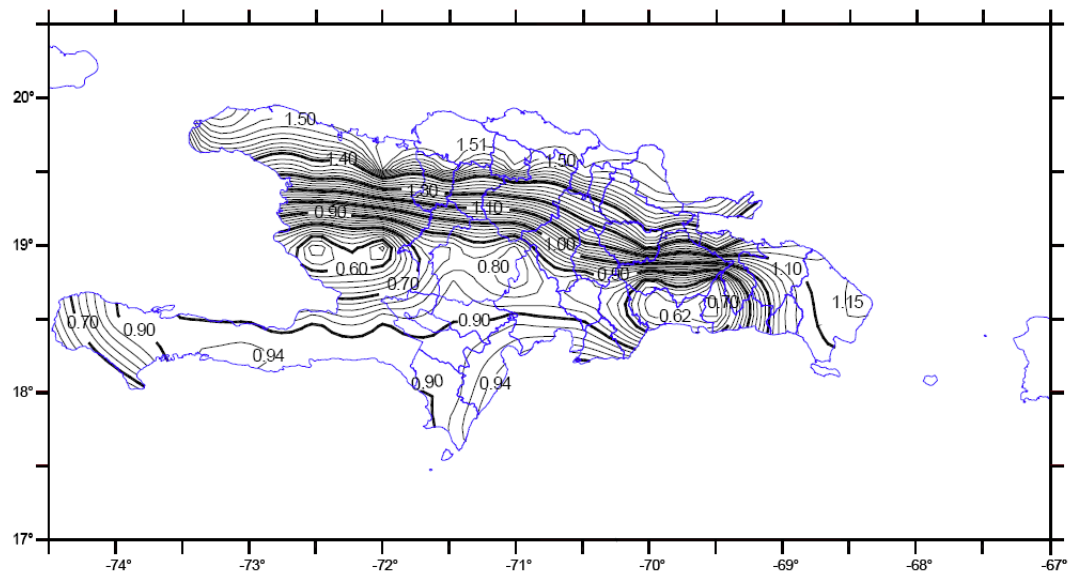
- Un nivel más detallado, definido en los mapas 6, 7 y 11 del Apéndice A.

Los mapas mencionados son los siguientes:

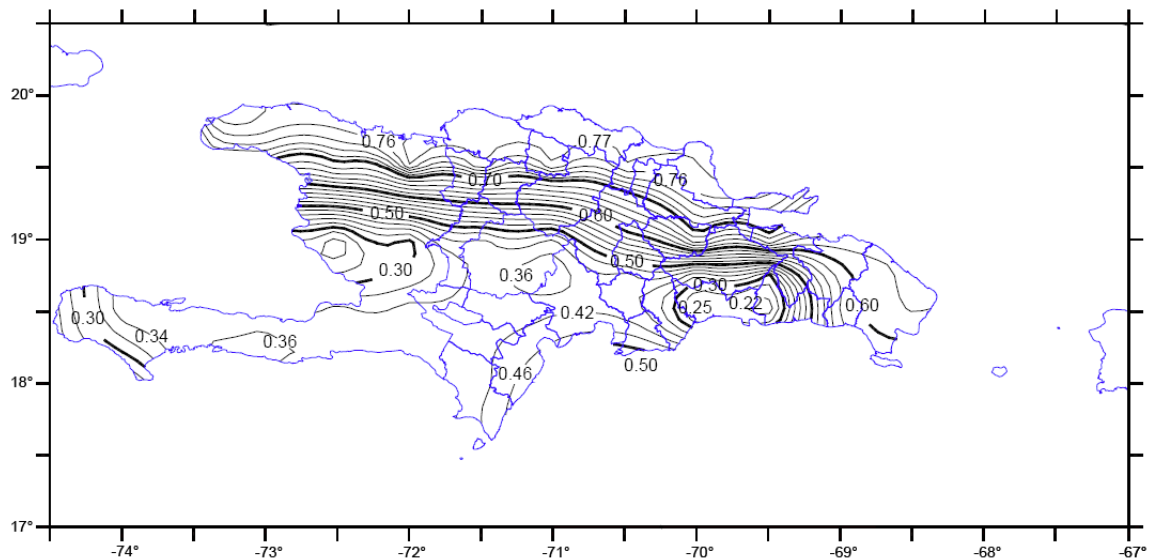
Mapa N° 1. Zonificación Sísmica



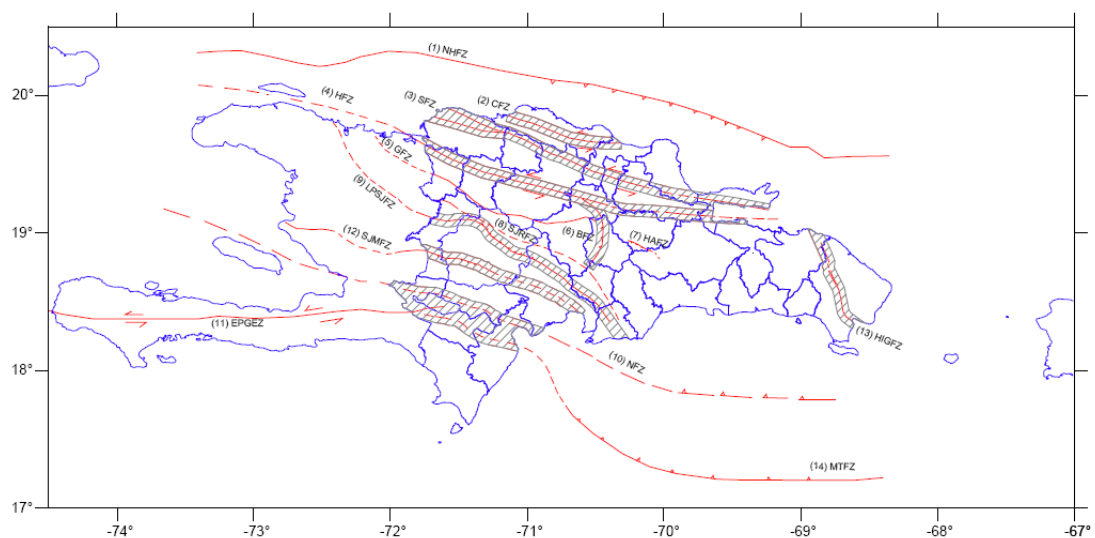
Mapa N°6. - Mapa de isoaceleraciones espectrales S_s para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años



Mapa N°7. - Mapa de isoaceleraciones espectrales S_1 para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años



Mapa N°11. - Mapa del Campo Cercano



Siendo

S_s Aceleración sísmica espectral de referencia para un período de vibración $T = 0,20s$ y un tiempo de retorno de 2500 años, equivalente a una probabilidad del 2% de ser superado en 50 años.

S_1 Igual que S_s pero para $T = 1,00s$

El mapa de ‘Campo Cercano’ indica las zonas del territorio cercanas a fallas activas, que poseen un espectro de respuesta elástico diferente.

Efectos de sitio (Tipos de terreno)

En la tabla IIIA se definen los tipos de terreno así como las características que permiten la clasificación.

Tabla IIIA. Clasificación del sitio

		Velocidad de las Ondas de corte (m/s)	Resistencia de Penetración Estándar	Resistencia al corte Sin drenaje (Kg/cm ²)
	Roca fuerte	$V_s > 1500$	N/A	N/A
	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
	Suelo muy denso Roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	> 50	≥ 1
	Suelo rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq N \leq 50$	$0,5 \leq S_u \leq 1$
	Suelo blando	$V_s \leq 180$	$N \leq 15$	$S_u \leq 0,5$
	Capa > 3 m con:	Índice de plasticidad $PI > 20$ Contenido de humedad $w \geq 40\%$ Resistencia al corte sin drenaje $S_u < 0,2 \text{ Kg/cm}^2$		
	Suelo con al menos Una de estas Características:	Puede sufrir licuefacción en un sismo fuerte Turbas y/o arcillas con mucha materia orgánica y $> 3m$ Arcillas de $PI > 75$ y espesor $> 7,5 \text{ m}$ Arcilla blanda con $S_u \leq 0,5 \text{ Kg/cm}^2$ y espesor $\geq 35 \text{ m}$		

Influencia de los tipos de suelos en la respuesta sísmica

En las tablas IIIB y IIIC se definen los parámetros que intervienen en la confección del espectro elástico de respuesta, F_a y F_v , en función del tipo de terreno y de las aceleraciones de cálculo S_s y S_1 .

Tabla IIIB. Valores del factor de sitio F_a

	$S_s = 0,30$	$S_s = 0,40$	$S_s = 0,50$	$S_s = 0,60$	$S_s = 0,70$	$S_s = 0,80$	$S_s \geq 0,90$
	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,2	1,2	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,2	1,2
	2,3	2,0	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0
	Requiere un estudio dinámico del suelo						

Tabla IIIC. Valores del factor de sitio F_v

	$S_1 = 0,20$	$S_1 = 0,30$	$S_1 = 0,40$	$S_1 \geq 0,50$
	0,8	0,8	0,8	0,8
	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,6	1,5	1,4	1,3
	2,0	1,8	1,6	1,5
	3,2	2,8	2,4	2,4
	Requiere un estudio dinámico del suelo			

Clasificación de edificaciones según el uso, función y tipología estructural

Clasificación según el uso o función

La tabla IV-A establece la siguiente clasificación, así como el coeficiente U relacionado con el nivel de daño permisible en cada caso.

Tabla IV-A. Coeficiente dependiente de la función o uso

	Edificaciones e instalaciones esenciales	Deben permanecer operativas tras un sismo extremo. Hospitales con Urgencias, centros de telecomunicaciones, bomberos. Edificios de Fuerzas Armadas, Policía, Gobierno,...	1,50
	Edificios e instalaciones riesgosas	Almacenes de productos químicos, tóxicos o explosivos cuya falla pueda dañar otras edificaciones. Deben conservar su integridad después de un sismo extremo.	1,40
	Edificaciones de ocupación especial	Deben permanecer operativos inmediatamente después de un sismo severo. Hospitales de más de 50 pacientes, resto de edificios públicos, centros educativos de más de 300 alumnos, edificios con más de 3.000 ocupantes, centrales eléctricas,...	1,20
	Edificaciones de ocupación normal	Pueden sufrir daños tras un sismo severo pero sin llegar al colapso parcial o total. Bancos, hoteles, viviendas, oficinas y edificios públicos no incluidos en grupos anteriores.	1,00
	Resto de edificaciones	Su colapso no produce daños a otros edificios ni pérdida de vidas humanas.	0,90

Clasificación según la tipología estructural

En la tabla V se definen los diferentes sistemas estructurales posibles, así como los parámetros que intervienen en el análisis modal espectral y la altura máxima del edificio permisible en cada caso (medida desde la cara superior de la cimentación).

Tabla V. Coeficiente de diseño y factores para sistemas estructurales contra sismo

				Zona 1	Zona 2
	NA	5,5	4,75	50	SL
	NA	4,5	4,00	NP	12
	NA	2,5	2,00	NP	NP
	NA	5,5	4,75	SL	SL
	NA	4,5	4,00	36	SL
	NA	2,5	2,00	NP	NP

	< 0,10	4,5	4,0	50	SL
	≥ 0,10	4,0	3,5	50	SL
	< 0,10	3,0	2,5	NP	30
	≥ 0,10	3,0	2,0	NP	30
	< 0,10	3,5	3,5	12	30
	≥ 0,10	3,0	3,0	12	18
	< 0,10	2,5	2,5	NP	NP
	≥ 0,10	2,0	2,0	NP	12
	< 0,10	3,0	2,5	12	18
	≥ 0,10	2,5	2,0	12	18
	< 0,10	2,5	2,0	NP	12
	≥ 0,10	2,0	1,8	NP	12
	< 0,10	2,0	1,8	NP	NP
	≥ 0,10	1,5	1,3	NP	NP
	NA	5,0	4,0	SL	SL
	NA	4,5	4,0	SL	SL
	NA	4,5	4,0	SL	SL
	NA	4,0	3,5	18	30
	NA	3,5	3,0	12	18
	NA	3,0	2,5	NP	12
	NA	4,5	4,0	12	15
	NA	4,0	3,5	NP	12
	NA	3,5	3,0	30	50
	NA	2,5	2,0	NP	12
	NA	2,0	1,8	NP	9

	NA	3,0	2,5	NP	NP
	NA	1,5	1,5	10	12
	NA	1,5	1,5	NP	10
	NA	1,3	1,3	NP	NP
	NA	1,5	1,5	10	12
	NA	1,5	1,5	NP	NP
	NA	1,0	1,0	NP	NP
	NA	1,5	1,5	NP	NP

Siendo

NP No permitido

NA No aplicable

SL Sin límite

Q_i Cuantía muro-área en el piso “i”

C_d factor amplificador del desplazamiento lateral

R_d factor de capacidad de disipación de energía según sistema estructural (tabla V) pero modificado de acuerdo a lo siguiente:

Si el giro de una planta (incluida la excentricidad accidental) provoca que el desplazamiento horizontal en dos extremos de la planta (d_1 y d_2 , con $d_1 > d_2$) sea $d_1 > 0,6 \cdot (d_1 + d_2)$, entonces R_d se multiplica por 0,65.

No se permite que $d_1 > 0,7 \cdot (d_1 + d_2)$. Si ocurre deberá modificarse el diseño estructural.

Si existe un “piso suave” o un “piso débil”, R_d no será mayor de 1,5.

Si el sistema contra sismo no se dispone en dos direcciones ortogonales, R_d se multiplicará por 0,70.

Si una planta tiene reentrantes de más del 15% de longitud en la dirección de sismo, R_d se multiplicará por 0,80.

Nota: En la mayoría de normas sísmicas del mundo, C_d y R_d son un mismo concepto que se suele denominar ductilidad.

Análisis sísmico de estructuras

Las estructuras se analizarán separadamente para dos direcciones ortogonales, con el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% en la dirección perpendicular de manera simultánea, para que produzcan los efectos más desfavorables en los elementos estructurales (regla del 30%).

Se establecerán cinco métodos de análisis sísmico: simplificado, cuasi-estático, modal, dinámico paso a paso no lineal y el método estático no lineal de empuje progresivo (Push Over). El análisis modal y el paso a paso se consideran dinámicos.

En este documento solo se indican las especificaciones del reglamento correspondientes al análisis modal espectral.

Espectro sísmico lineal elástico de diseño

La ordenada del espectro, S_a , expresada como fracción de g es

$$T \leq T_0 \rightarrow S_a = 0,6 \cdot S_{DS} \cdot T / T_0 + 0,4 \cdot S_{DS}$$

$$T_0 < T \leq T_s \rightarrow S_a = S_{DS}$$

$$T > T_s \rightarrow S_a = S_{D1} / T$$

Para estructuras localizadas en el campo cercano (en las inmediaciones de una falla), el espectro es (ver mapa 11 en el anexo A):

$$T \leq T_s \rightarrow S_a = F_a \cdot S_s$$

$$T > T_s \rightarrow S_a = F_v \cdot S_1 / T$$

siendo

$$S_{DS} = (2 / 3) \cdot F_a \cdot S_s$$

$$S_{D1} = (2 / 3) \cdot F_v \cdot S_1$$

$$T_0 = 0,2 \cdot S_{D1} / S_{DS}$$

$$T_s = 5 \cdot T_0$$

S_s Ordenada espectral de referencia para $T = 0,2s$. (Ver tabla I o mapa 6).

S_1 Ordenada espectral de referencia para $T = 1,0s$. (Ver tabla I o mapa 7).

F_a Factor de suelo. (Ver tabla IIIB)

F_v Factor de suelo. (Ver tabla IIIC)

Otras especificaciones

Se incluirán todos los modos de $T \geq 0,2 s$, al menos 3 modos y al menos un 90% de masa participante en cada dirección de análisis.

Los modos se combinan de acuerdo con SRSS (Square Root of Square Sum: raíz cuadrada de la suma de cuadrados), salvo si hay modos de período casi idéntico, en que se utilizará la suma de los valores absolutos. En **Tricalc** se usa siempre CQC (Complete Quadratic Combination: combinación cuadrática completa).

Coeficiente de corte basal

El coeficiente de corte basal, C_b , se define como:

$$C_b = U \cdot S_a / R_d \geq 0,03$$

El cortante basal se determina como

$$V = C_b \cdot W$$

$$W = \sum W_i$$

El peso total correspondiente al nivel “i” se determina como

$$W_i = W_{ini} + W'_{vi}$$

$$W'_{vi} = (\phi_i \cdot \phi_{ri}) \cdot W_{vi}$$

Siendo

$$(\phi_i \cdot \phi_{ri}) = 0,25 \text{ en general, o bien:}$$

ϕ_i según la tabla A-2 (no reproducida en este documento y que es un factor reductor por uso).

$$\phi_{ri} = 0,30 + 3,13 / A_e^{0,5} \leq 1,0 \text{ (factor reductor por área cargada)}$$

A_e área de un paño de losa

W_{ini} peso del edificio correspondiente al piso “i” (carga muerta o permanente)

W'_{vi} sobrecarga (carga viva) del piso “i”

W_{vi} fracción de la sobrecarga a considerar en el sismo.

W_i peso total a considerar en el sismo

Si la fuerza cortante basal obtenida utilizando un método dinámico de análisis resultase menor que el 65 por ciento del valor asociado al método cuasiestático de análisis, C_b , se amplificarán todas las fuerzas proporcionalmente de manera que la fuerza cortante basal ajustada alcance el mencionado valor de comparación.

Excentricidad

La excentricidad reglamentaria, e_{in} , será:

$$e_{in} = 1,5 \cdot e_i \pm e_a$$

$$e_a = 0,05 \cdot L$$

Siendo

e_a excentricidad accidental;

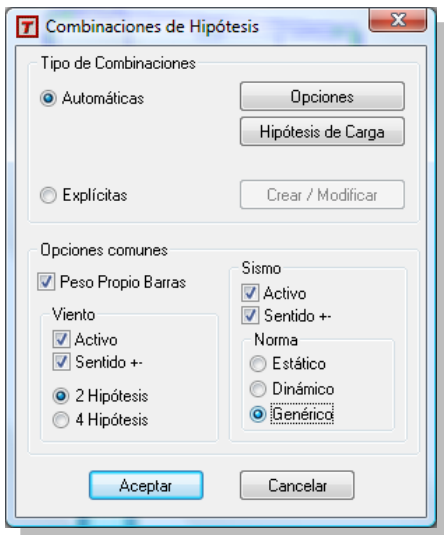
e_i excentricidad geométrica;

L dimensión de la planta en la dirección ortogonal a la dirección de sismo en estudio

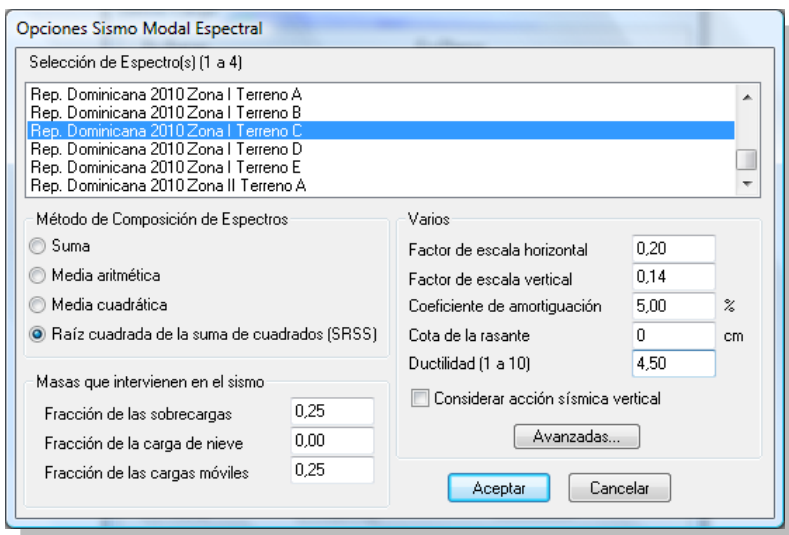
Utilización de los espectros suministrados con el programa

En **Tricalc** se suministran los espectros correspondientes a las zonas establecidas en la tabla I y los tipos de terreno del A al E.

En la función **Cargas > Opciones...**, marque la opción de sismo **Genérico**.



Al definir la carga de sismo (**Cargas > Definir**), seleccione el espectro adecuado a su estructura, así como los siguientes valores:



Masas que intervienen en el sismo. De acuerdo con el reglamento, puede introducir un valor de **0,25** en general (teniendo en cuenta que en la República Dominicana no se considera la acción de la nieve). Para mayor precisión, puede introducir el valor de la expresión ($\phi_i \cdot \phi_{ri}$).

Factor de escala horizontal. Se debe introducir el valor de la expresión **U / R_d** .

Factor de escala vertical. Se puede introducir un valor igual a **0,7** veces el valor del factor de escala horizontal.

Coeficiente de amortiguación. Se debe introducir un **5%**.

Ductilidad. Se debe introducir el valor de **Cd**.

16 Italia

16.1 Norma Sísmica Italiana NTC 1401 2008

En este capítulo se indica la forma de definir, introducir y utilizar en el programa **Tricalc** un espectro de diseño de respuesta en aceleraciones correspondientes a una estructura y situación concretas.

Para ello será necesario disponer de la hoja de cálculo, elaborada por **Arktec**, “**Espectros Sismos NTC 2008 (Italia).xls**” (compatible con Mixrosoft Excel 97-2003) y de los datos de la ubicación de la estructura, por ejemplo, a través de los datos aportados por la siguiente página web:

< http://www.sismicamente.com/pannello.php?pg=smoothspectraprogetto_ntc >

No es posible suministrar con el programa una serie de espectros predefinidos porque los parámetros involucrados y sus posibles valores son excesivos para permitirlo.

16.1.1 Acción sísmica

El método de esta norma está basado en la “peligrosidad sísmica de base”, construida a partir de los siguientes datos de partida del sitio:

a_g	aceleración máxima esperada, en campo abierto horizontal (tipo T1) y suelo rocoso sano o muy rígido (categoría A), con una determinada probabilidad P_{VR} de ser excedida. Normalmente se utiliza a_g/g , siendo g la aceleración de la gravedad.
P_{VR}	probabilidad de excedencia en el período de retorno V_R (que depende del tipo de estado límite a comprobar).
F_o	valor máximo del factor de amplificación del espectro de aceleraciones horizontales.
T_C^*	período de inicio del tramo de velocidad constante del espectro de respuesta, en segundos.

16.1.1.1 Estado Límite de probabilidad de excedencia

Esta norma establece los siguientes tipos de Estados Límite a comprobar:

- Los Estados Límite de Servicio (stati limite di esercizio) son:
 - Estado Límite de Funcionamiento (SLO: Stato Limite di Operatività). Los elementos estructurales y no estructurales permanecen operativos y sin daños relevantes.
 - Estado Límite de Daño (SLD: Stato Limite di Danno). Los elementos estructurales y no estructurales sufren daños pero permanecen funcionales sin pérdida significativa de rigidez o resistencia y sin poner en riesgo las personas.
- Los Estados Límite Últimos (stati limite ultimi) son:
 - Estado Límite de protección de la Vida (SLV: Stato Limite di salvaguardia della Vita). Tras el terremoto subsiste una parte de la rigidez y resistencia a acciones verticales y horizontales que evitan las pérdidas humanas.
 - Estado Límite de prevención del Colapso (SLC: Stato Limite di prevenzione del Collasso). Tras el terremoto la estructura conserva una rigidez y resistencia a acciones verticales suficiente y un pequeño margen de seguridad ante el colapso por acciones horizontales.

Para cada uno de estos estados, se establece una probabilidad de excedencia, P_{VR} , de acuerdo con la siguiente tabla:

	SLO	81%
	SLD	63%
	SLV	10%
	SLC	5%

16.1.1.2 Tipo de terreno

Los tipos de terreno se clasifican en las siguientes categorías:

	Suelos rocosos sanos o muy rígidos con $V_{s,30} \geq 800$ m/s con posible capa superficial alterada de espesor ≤ 3 m.
	Rocas y gravas muy densas o suelos arenosos muy consistentes de espesor > 30 m, caracterizado por una mejora gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad y $800 > V_{s,30} \geq 360$ m/s (es decir, $N_{SPT,30} > 50$ en gravas y $c_{u,30} > 250$ kPa en arenas)
	Gravas de densidad media o suelos arenosos de consistencia media de espesor > 30 m, caracterizado por una mejora gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad y $360 > V_{s,30} \geq 180$ m/s (es decir, $15 < N_{SPT,30} < 50$ en gravas y $250 > c_{u,30} > 70$ kPa en arenas)
	Gravas poco densas o suelos arenosos de baja consistencia de espesor > 30 m, caracterizado por una mejora gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad y $V_{s,30} < 180$ m/s (es decir, $N_{SPT,30} < 15$ en gravas y $c_{u,30} < 70$ kPa en arenas)
	Suelos de tipo C o D de espesor > 20 m sobre un estrato de referencia ($V_s > 800$ m/s).
	Caracterizado por $V_{s,30} < 100$ m/s (es decir, $30 < c_{u,30} < 10$ kPa). Incluyen una capa de > 8 m de arenas de poca consistencia, o > 3 m de turba o arcillas orgánicas.
	Terrenos susceptibles de licuefacción, arcillas expansivas o terrenos no contemplados anteriormente

Siendo

$V_{s,30}$ velocidad equivalente de propagación de las ondas de corte (media de los 30 primeros metros). Es el parámetro preferible para caracterizar el terreno.

$N_{SPT,30}$ número de golpes del ensayo de penetración estándar (media de los 30 primeros metros).

$c_{u,30}$ resistencia al corte sin drenaje (media de los 30 primeros metros).

Los tipos de terreno S1 y S2 no permiten realizar el cálculo modal espectral habitual, y requieren de un estudio especial. Por tanto, no es válido el método recogido en este capítulo para ellos.

16.1.1.3 Tipo de topografía

La situación topográfica del edificio se clasifica en la categorías indicadas en la siguiente tabla:

	Superficie plana con elevaciones aisladas de inclinación media $i \leq 15^\circ$
	Laderas con inclinación media $i > 15^\circ$

	Promontorios con inclinación media de $15^\circ < i < 30^\circ$
	Promontorios con inclinación media de $i > 30^\circ$

16.1.1.4 Espectros de respuesta de diseño

La norma define tanto espectros de respuesta elásticos como de diseño. En este capítulo se indica solo el espectro de respuesta de diseño, que es el que tiene interés para el programa **Tricalc**.

El espectro de respuesta de diseño horizontal de aceleraciones se construye con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B &\Rightarrow S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_o}{q} \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C &\Rightarrow S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_o}{q} \\
 T_C \leq T < T_D &\Rightarrow S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_o}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T &\Rightarrow S_e(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_o}{q} \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Siendo

$$S = S_s \cdot S_T$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_D = 4 \cdot (a_g / g) + 1,6$$

T período de vibración, en segundos

S_e aceleración espectral horizontal, en las mismas unidades que a_g

S coeficiente de suelo y topografía

S_s coeficiente de amplificación estratigráfico

S_T coeficiente de amplificación topográfico

C_C coeficiente dependiente de la categoría del terreno

Los valores de S_s y C_C , se establecen en base a la categoría del terreno, de acuerdo con la siguiente tabla:

	1,00	1,00

	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

El valor de S_T se establece en base a la categoría topográfica, de acuerdo con la siguiente tabla. Para posiciones distintas de la cumbre de la ladera o promontorio, puede reducirse linealmente el valor de S_T dado en la tabla hasta el valor 1,0 (correspondiente a la base de la ladera o promontorio).

	1,0
	1,2
	1,2
	1,4

El espectro de respuesta de diseño para sismo vertical de aceleraciones se construye con las siguientes expresiones:

$$0 \leq T < T_B \Rightarrow S_{ve}(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_v}{q} \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \Rightarrow S_{ve}(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_v}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \Rightarrow S_{ve}(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_v}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \Rightarrow S_{ve}(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_v}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Con los mismos significados y valores que en lazo del espectro horizontal, salvo:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot (a_g / g)^{0,5}$$

$$S_s = 1,0$$

$$T_B = 0,05 \text{ s}$$

$$T_C = 0,15 \text{ s}$$

$$T_D = 1,00 \text{ s}$$

Combinación de acciones

Tanto la combinación de acciones en situación sísmica, como la evaluación de la masa interviniente en el sismo, es idéntica a la establecida en los Eurocódigos Estructurales, es decir:

Se utilizará la siguiente combinación en situación sísmica:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

La masa interviniente en el sismo es

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

Introducción y utilización del espectro en el programa

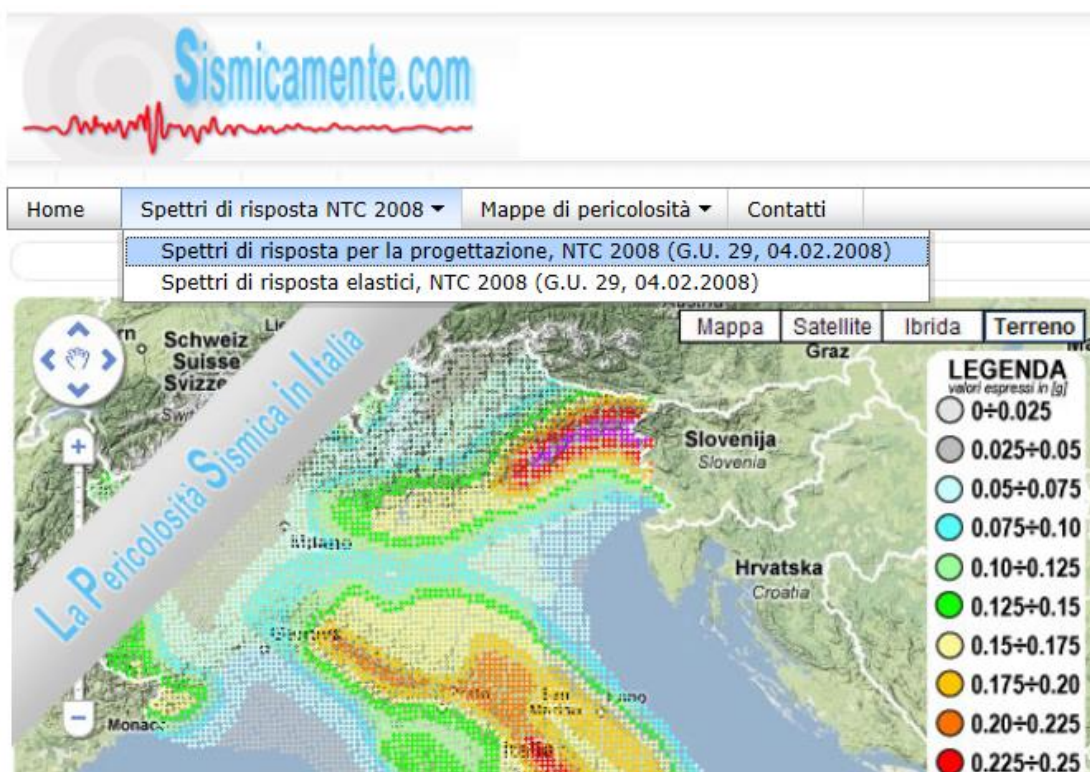
Siga los pasos indicados a continuación.

Datos del lugar de ubicación de la estructura

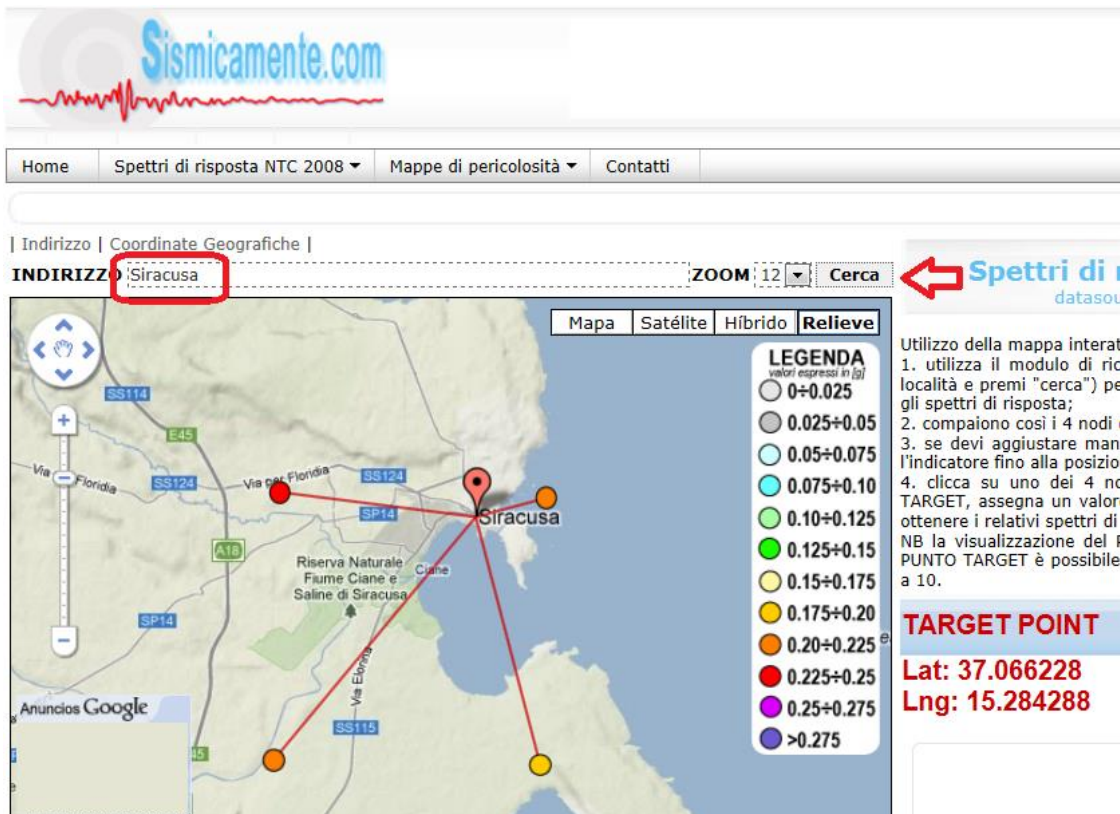
Para obtener los parámetros de situación de la estructura (a_g , F_o y T_C^*), se puede utilizar la página web antes mencionada:

< http://www.sismicamente.com/pannello.php?pg=smoothspectraprogetto_ntc >

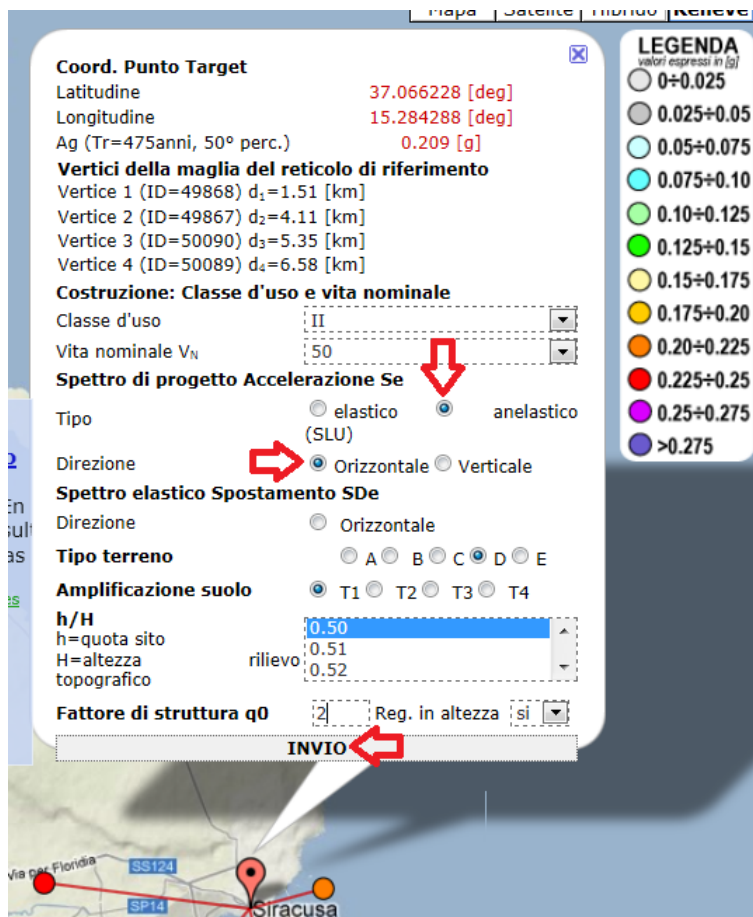
En primer lugar, en el menú **Spettri di risposta NTC 2008**, se debe seleccionar la opción “Spettri di risposta per la progettazione, NTC 2008 (G.U. 29, 04.02.2008)”, tal como se indica en la imagen siguiente:



Seguidamente, se selecciona el lugar de emplazamiento. Por ejemplo, Siracusa, tal como indica la siguiente imagen:

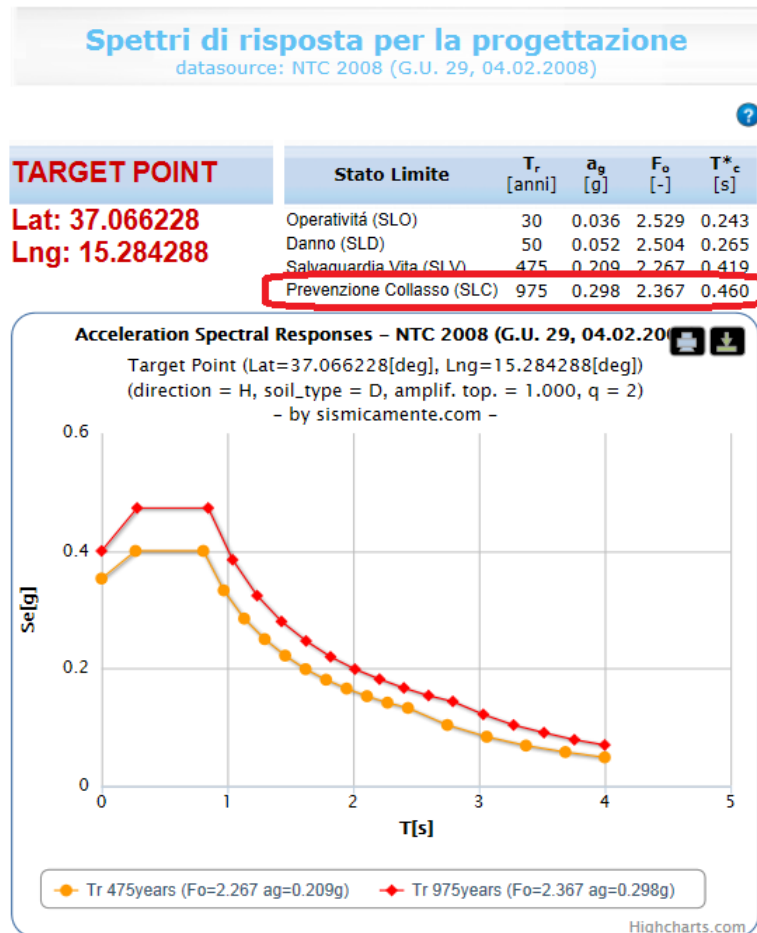


Al pulsar sobre la bandera de la localidad mostrada, aparecen los valores siguientes:



Defina los valores necesarios de Clase de uso, Vida Útil nominal, Tipo de terreno, Topografía, relación h/H y factor de estructura q_0 . Es necesario seleccionar el espectro de proyecto de aceleración “anelástico (SLU)” y la dirección horizontal.

Seguidamente, pulse en **INVIO**, con lo que parecerán los siguientes datos:



En general, en **Tricalc** se trabajará con el Estado Límite Último de Colapso (SLC), por lo que, en el ejemplo, los datos a utilizar son:

$$a_g = 0,298 \text{ g}$$

$$F_o = 2,367$$

$$T_c^* = 0,460 \text{ s}$$

$$q = 2$$

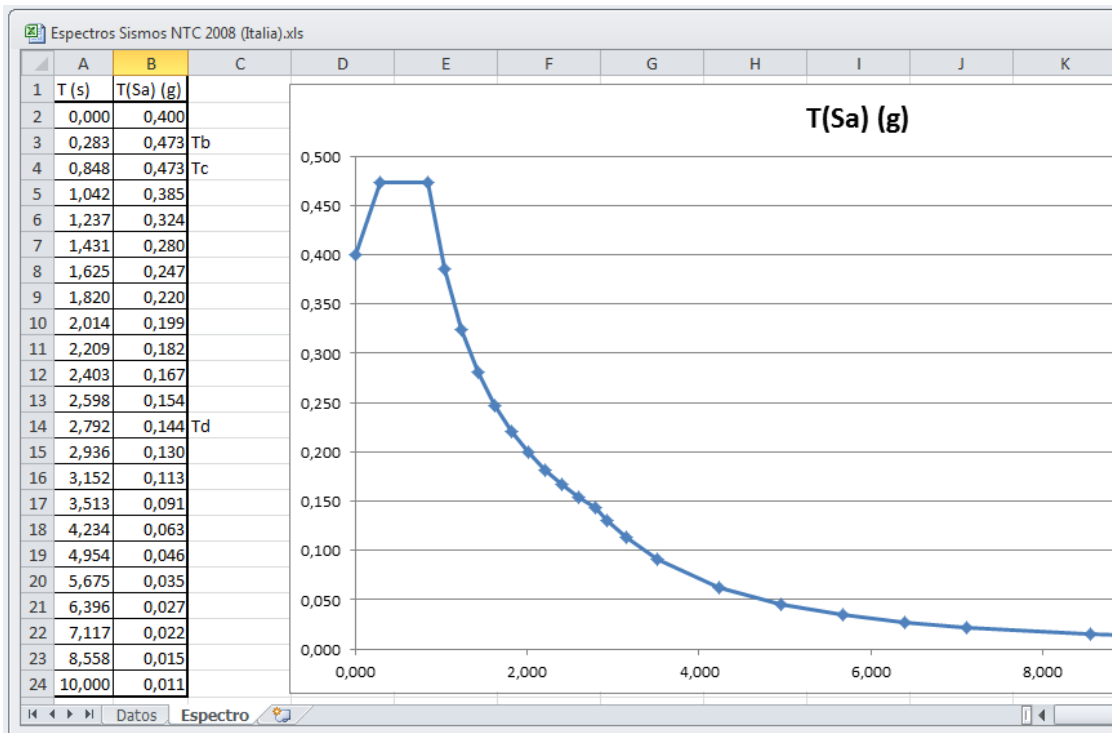
Obtención del espectro de respuesta

En la hoja de cálculo “**Espectros Sismos NTC 2008 (Italia).xls**”, en la pestaña **Datos**, se introducirán los datos necesarios:

Espectros Sismos NTC 2008 (Italia).xls						
A	B	C	D	E	F	G
1	Datos					Tabla 3.2.II. Categorías de terreno
2	ag Aceleración máxima esperada	0,298 g			Categoría	Descripción
3	Fo Factor de amplificación horizontal	2,367			A	Suelos rocosos sanos o muy rígidos de espesor > 30 m
4	Tc* Período de inicio del tramo de velocidad constante	0,460 s			B	Rocas y gravas muy densas o suelos arenosos muy consist
5	Tipo de Terreno	D			C	Gravas de densidad media o suelos arenosos de consisten
6	Categoría topográfica	T1			D	Gravas poco densas o suelos arenosos de baja consisten
7	q Factor de estructura	2			E	Suelos de tipo C o D de espesor > 20 m sobre un estrato
8	Resultados					Tabla 3.2.IV. Categorías topográficas
9	Tb Período de comienzo de meseta	0,283 s			Categoría	Descripción
10	Tc Período de fin de meseta	0,848 s			T1	Superficie plana con elevaciones aisladas de inclinación r
11	Td Período de cambio de inclinación	2,792 s			T2	Laderas con inclinación media i > 15°
12	Cc Coeficiente de terreno	1,843			T3	Promontorios con inclinación media de 15° < i < 30°
13	S Coeficiente de suelo y topografía	1,342			T4	Promontorios con inclinación media de i > 30°
14	Ss Coeficiente de suelo y topografía	1,342				
15	St Coeficiente de topografía	1,000				
16	Fv Factor de amplificación vertical	1,744				
17	Factor de escala vertical	0,549				
18						
19						

En la zona de resultados de esta pestaña, se habrá calculado el valor del **Factor de escala vertical** (en este caso 0,549), que será necesario introducir posteriormente en el programa.

En la pestaña **Espectro**, se obtiene los datos y la gráfica del espectro de diseño a utilizar:

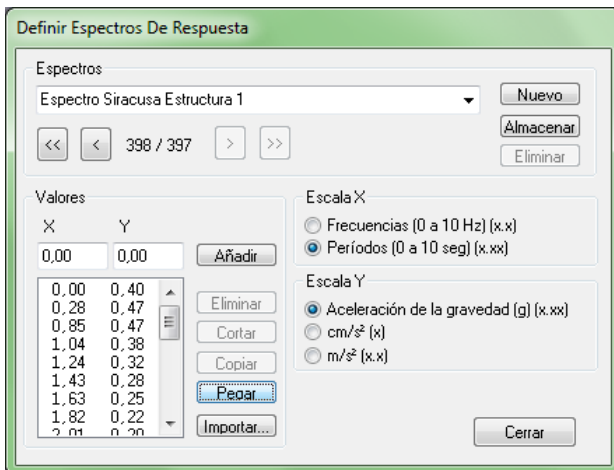


Copie en el portapapeles de Windows el espectro (rango de celdas A2:B24), para pegarlas en uno de los espectros definidos en el programa **Tricalc**.

Introducción del espectro en el programa

Para introducir este espectro en el programa, se utiliza la función **Cargas > Espectros de Respuesta** (vea el Manual de Instrucciones para más información). Pulse el botón **Nuevo**, introduzca un texto descriptivo y seleccione **Períodos (0 a 10 s)** como escala X y **Aceleración de la gravedad (g)** como escala Y.

Pulse a continuación en Pegar para traer los valores de la hoja de cálculo, con lo que tendrá la siguiente imagen:

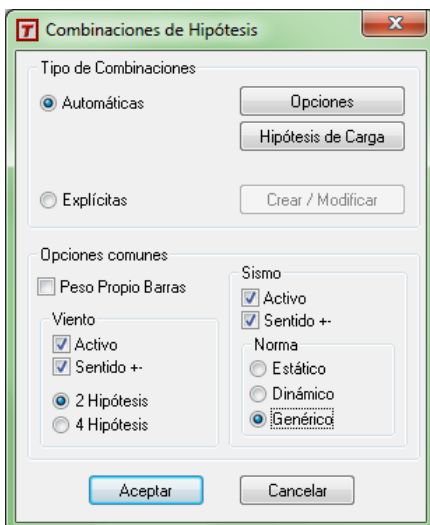


Pulse en **Almacenar** y en **Cerrar** para completar la introducción.

Utilización del espectro introducido

Es recomendable que utilice como norma de cálculo los **Eurocódigos Estructurales**.

Con la función **Cargas > Opciones...**, seleccione el Sismo Genérico, tal como se indica en la siguiente imagen.



Con la función **Cargas > Definir...**, aparece la caja de diálogo de introducción de cargas. Pulse en sismo **Genérico**, con los que aparecerá la siguiente caja:

Opciones Sismo Modal Espectral

Selección de Espectro(s) (1 a 4)

- Rep. Dominicana 2010 Zona II Terreno A
- Rep. Dominicana 2010 Zona II Terreno B
- Rep. Dominicana 2010 Zona II Terreno C
- Rep. Dominicana 2010 Zona II Terreno D
- Rep. Dominicana 2010 Zona II Terreno E
- Espectro Siracusa Estructura 1**

Método de Composición de Espectros

- ☐ Suma
- ☐ Media aritmética
- ☐ Media cuadrática
- ☒ Raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS)

Masas que intervienen en el sismo

Fracción de las sobrecargas	0,60
Fracción de la carga de nieve	1,00
Fracción de las cargas móviles	0,30

Varios

Factor de escala horizontal	1,00
Factor de escala vertical	0,55
Coeficiente de amortiguación	5,00 %
Cota de la rasante	0 cm
Ductilidad (1 a 10)	1,00

☐ Considerar acción sísmica vertical

Avanzadas...

Aceptar Cancelar

Seleccione el espectro introducido, y modifique los valores necesarios. El factor de escala horizontal debe ser 1,00, mientras que el factor de escala vertical se calcula en la hoja de cálculo, tal como ya hemos mencionado.

Las masas intervinientes en el sismo, corresponderán a los valores de ψ_2 , que haya introducido en las opciones de cargas.

17 Argelia

17.1 Reglas antisísmicas argelinas RPA 99 / Versión 2003

En este capítulo se indican los parámetros y especificaciones más significativas de esta norma, así como la forma de utilizar los Espectros de Respuesta suministrados con el programa relativos a la misma.

17.1.1 Criterios de clasificación

En el capítulo III de la norma se establecen las siguientes clasificaciones relacionadas con la acción sísmica. Se establecen las siguientes **zonas sísmicas** en el territorio argelino:

Zona sísmica	Descripción
Zona 0	En esta zona no es necesario considerar el sismo. Corresponde a la mayor parte del territorio, situada lejos de la costa mediterránea.
Zona I	Sismo reducido. Situada al norte de la zona anterior
Zonas IIa y IIb	Sismo moderado. Situada al norte de la zona anterior
Zona III	Sismo elevado. Corresponde a una parte de la zona costera

Se establece la siguiente clasificación de las construcciones según su **importancia**:

Grupo	Descripción
Grupo 1A	Construcciones de importancia vital
Grupo 1B	Construcciones de gran importancia
Grupo 2	Construcciones normales, de importancia media
Grupo 3	Construcciones de baja importancia

El **terreno** sobre el que se asienta la construcción se clasifica de acuerdo con la siguiente tabla:

Categoría	Descripción	q_c (MPa)	N	p_1 (MPa)	E_p (MPa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
S1	Terreno rocoso	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S2	Terreno firme	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0,4	400 a 800
S3	Terreno blando	1,5 a 15	10 a 50	1 a 2	5 a 20	0,1 a 0,4	200 a 400
S4	Terreno muy blando	< 1,5	< 10	< 1	< 5	< 0,1	100 a 200

Siendo

q_c resultado del penetrómetro estático

N número de golpes en el ensayo SPT

p_1	presión límite obtenida en el presiómetro
E_p	módulo edométrico obtenido en el presiómetro
q_u	resistencia a compresión simple
V_s	velocidad de propagación de las ondas de corte

17.1.2 Masas intervinientes en el cálculo

De acuerdo con el apartado 4.2 de la norma, la masa interviniente en el sismo, W , será la totalidad de la carga permanente más una fracción β de las sobrecargas gravitatorias, de acuerdo a la siguiente tabla:

Caso	Tipo de construcción	β
1	Viviendas y oficinas	0,20
2	Uso público: Museos, polideportivos, aulas,	0,30
3	Hangares, almacenes	0,40
4	Archivos, bibliotecas, depósitos	1,00
5	Otros	0,60

17.1.3 Método de cálculo dinámico modal - espectral

Es, junto con el método estático y con el método dinámico basado en acelerogramas, uno de los métodos definidos en esta norma, siendo el más general y aceptado de los tres.

Se define el siguiente espectro de respuesta de cálculo:

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq T \leq T_1 &\Rightarrow \frac{S_a}{g} = 1,25 \cdot A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \\ T_1 \leq T \leq T_2 &\Rightarrow \frac{S_a}{g} = 1,25 \cdot A (2,5\eta) \frac{Q}{R} \\ T_2 \leq T \leq 3s &\Rightarrow \frac{S_a}{g} = 1,25 \cdot A (2,5\eta) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \\ T > 3s &\Rightarrow \frac{S_a}{g} = 1,25 \cdot A (2,5\eta) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \end{aligned} \right\}$$

Siendo

$$\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} \geq 0,7$$

S_a / g	pseudo aceleración espectral en escala de la aceleración de la gravedad, g
T	período de vibración, en segundos
A	Coeficiente de aceleración de la zona (tabla 4.1)
η	Coeficiente de corrección por amortiguamiento respecto al crítico
ξ	Porcentaje de amortiguamiento crítico (tabla 4.2)

R	Coeficiente de comportamiento de la estructura (tabla 4.3). Equivale a la ductilidad.
T ₁ , T ₂	Períodos característicos dependientes del terreno (tabla 4.7)
Q	= 1 + ΣP _q . Factor de calidad (tabla 4.4)

Tabla 4.1. Coeficiente A de aceleración de la zona

Grupo de uso	Zona			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tabla 4.2. Valores de ξ (%)

	Pórticos		Pantallas o muros	
Relleno	Hormigón armado		Acero	Hormigón armado o fábrica
Ligero	6		4	10
Denso	7		5	

Tabla 4.3. Valores del coeficiente de comportamiento, R

Cat.	Descripción	R
A	Estructuras de hormigón armado	
1.a	Pórticos sin rellenos de fábrica	5
1.b	Pórticos con rellenos de fábrica	3,5
2	Pantallas de rigidización de hormigón armado sin colaboración de pórticos	3,5
3	Muros de hormigón armado	3,5
4.a	Sistemas mixtos de muros y pórticos con interacción	5

4.b	Pórticos arriostrados por muros	4
5	Sistemas en voladizo vertical con cargas repartidas	2
6	Sistemas de péndulo invertido	2
B	Estructuras metálicas	
7	Pórticos dúctiles	6
8	Pórticos ordinarios	4
9.a	Pórticos con cruces de San Andrés	4
9.b	Pórticos con triangulaciones en V	3
10.a	Sistemas mixtos muro y pórticos con cruces de San Andrés	5
10.b	Sistemas mixtos muro y pórticos con triangulaciones en V	4
11	Pórticos como voladizo vertical	2
C	Estructuras de fábrica	
12	Muros de carga de fábrica	2,5
D	Otras estructuras	
13	Estructura metálica con diafragmas	2
14	Estructura metálica con núcleo de hormigón armado	3
15	Estructura metálica con pantallas de hormigón armado	3,5
16	Estructura metálica junto con núcleo de hormigón y pórticos de fachada	4
17	Estructuras con forjados deformables en su plano	2

Tabla 4.4. Factores de penalización P_q para el cálculo de Q

Criterio	P_q	
	Se cumple	No se cumple
Número de planos de arriostramiento	0	0,05

Redundancia en planta	0	0,05
Regularidad en planta	0	0,05
Regularidad en altura	0	0,05
Control de calidad de los materiales	0	0,05
Control de calidad de la ejecución	0	0,05

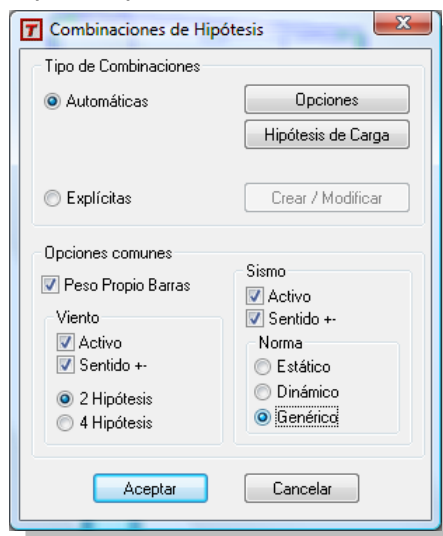
Tabla 4.7. Valores de T_1 y T_2

Sitio	S1	S2	S3	S4
T_1 (s)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (s)	0,30	0,40	0,50	0,70

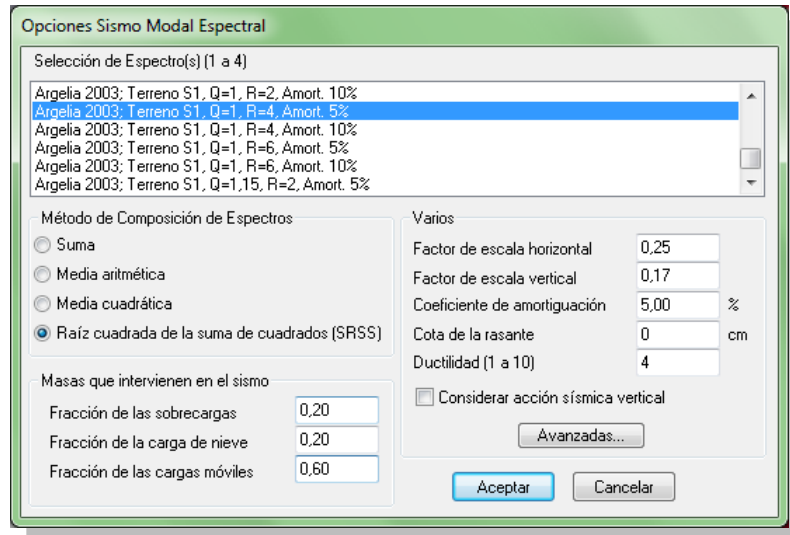
17.1.4 Uso de los espectros suministrados con el programa

Para poder recoger todos los posibles espectros que define la norma argelina, deberían definirse tantos espectros como el producto del número de posibles tipos de terreno (4) $\times$ número de posibles valores de Q (7) $\times$ número de posibles valores de R (7) $\times$ número de posibles valores de ξ (5), es decir 980 espectros. Con el programa se suministra solo un subconjunto significativo de ellos.

En la función **Cargas > Opciones...**, marque la opción de sismo **Genérico**.



Al definir la carga de sismo (**Cargas > Definir**), seleccione el espectro adecuado a su estructura, así como los siguientes valores:



- Método de composición de espectros: Es indiferente, porque solo se selecciona un espectro.
- Masas que intervienen en el cálculo: es el factor β de la tabla 4.5 de la norma, antes indicada.
- Factor de escala horizontal: es el valor $1,25 \cdot A$, siendo A el valor definido en la tabla 4.1 antes indicada, y que depende de la zona sísmica y el grupo de uso del edificio.
- Factor de escala vertical: la norma no lo define (contempla el caso solo de grandes voladizos). Puede dejarse el valor definido como factor de escala horizontal multiplicado por **0,7**.
- Coeficiente de amortiguación: el valor ξ definido en la tabla 4.2 antes indicada. En todo caso, este valor solo se utiliza para realizar la combinación de modos de vibración según la combinación cuadrática completa, CQC. El espectro seleccionado ya debe venir afectado por este factor.
- Ductilidad: corresponde al valor R definido en la tabla 4.3 antes indicada. En todo caso, este valor solo se utiliza para obtener los listados de desplazamientos y reacciones modales y el de distorsión de pilares. El espectro seleccionado ya debe venir afectado por este factor.

18 Brasil

18.1 Introducción

En este anexo se incluye la implementación en el programa **Tricalc**, de las diferentes normas en vigor en Brasil. Las normas implementadas son:

- **ABNT NBR 6123:1988:** Fuerzas debidas al viento en edificios.
- **ABNT NBR 6118:2014:** Proyecto de estructuras de hormigón – Procedimiento.
- **ABNT NBR 8800:2008:** Proyecto de estructuras de acero e de estructuras mistas de acero e concreto de edificios.
- **ABNT NBR 14762:2010:** Dimensionamiento de estructuras de acero constituidas por perfiles conformados en frío.

Importante



El programa **Tricalc** implementa diversos artículos de estas normas y, debiéndose observar que los artículos no referidos en este anexo o referidos en otras normas o reglamentos distintos de los especificados, no son considerados por el programa **Tricalc**. El usuario deberá verificar el cumplimiento de los respectivos artículos o normas que se considere de aplicación en cada caso.

En este capítulo se utiliza la nomenclatura indicada en las referidas normas. Aún que sea similar a la nomenclatura de las normas españolas, no es idéntica.

18.2 ABNT NBR 6118:2014: Proyecto de estructuras de hormigón - Procedimiento

18.2.1 Estados limites

El programa **Tricalc** verifica la seguridad de la estructura en relación a diferentes estados limites, según la NBR-6118 Capítulo 10. Los estados limites considerados son:

- Estados limites últimos – ELU (de rotura).
- Estados limites de servicio (ELS). Se divide a su vez en:
 - Estado de formación de grietas
 - Estado de agrietamiento inaceptable
 - Estado de deformación excesiva

18.2.2 Clasificación de las acciones

Tricalc clasifica las acciones en tres grupos, según su variación en el tiempo, de acuerdo con NBR-6118 Cap. 11:

- **Acciones Permanentes (G):** Aquellas que asumen valores constantes dentro del período de vida de la estructura, tales como peso propio de la estructura, empujes de tierras o acciones de elementos fijos. El programa considera todas las acciones introducidas en la hipótesis 0 como acciones permanentes.

Tricalc considera las acciones introducidas en la hipótesis 0 en todas as combinaciones que realiza.

- **Acciones Variables (Q):** Aquellas que asumen valores con una variación significativa respecto a su valor medio durante la vida da estructura, tales como sobrecargas, acciones de viento, acciones de sismo, variaciones de temperatura, nieve... El programa permite introducir las acciones variables en las siguientes hipótesis de carga:

HIPÓTESES 1, 2, 7, 8, 9 e 10	Sobrecargas o cargas accidentales de uso.
HIPÓTESES 3,4,25 e 26	Carga de viento.
HIPÓTESES 5, 6 e 24	Carga de sismo.
HIPÓTESES 11 a 20	Sobrecargas móviles de aplicación no simultánea.
HIPÓTESE 21	Carga de temperatura.
HIPÓTESE 22	Carga de nieve.

Se considera que las cargas definidas en las hipótesis 1+2, 7+8 e 9+10 son acciones no simultáneas, considerando el programa el efecto más desfavorable de aplicar 1+2, 7+8 o 9+10.

MATERIAL	Concreto		Aço		Outros	
	Norm.	Excep.	Norm.	Excep.	Norm.	Excep.
HIP 0	1,40	1,20	1,40	1,20	1,40	1,20

Se considera que las cargas definidas en las hipótesis 3, 4, 25 e 26 son cargas no simultáneas, considerando el programa el efecto más desfavorable de aplicar 3, 4, 25 o 26, pero nunca de forma conjunta.

Se considera que las cargas definidas en las hipótesis 5, 6 e 24 son cargas de aplicación no simultánea, considerando el programa el efecto más desfavorable de aplicar individualmente 5 o 6 o 24, pero no de forma conjunta.

Se considera que las cargas móviles definidas en las hipótesis 11 a 20 inclusive, son cargas no simultáneas, considerando el programa el efecto más desfavorable de aplicar cada una de estas cargas aisladamente de las otras.

Se considera que las cargas definidas en las hipótesis 21 e 22 son cargas cuyo efecto se considera simultáneamente con las restantes hipótesis ya consideradas.

- **Desplazamientos Impuestos (E):** Aquellas cargas derivadas de desplazamientos impuestos o asientos diferenciales. El programa considera todas las cargas introducidas en la hipótesis 23 como cargas debidas a desplazamientos impuestos.

A función **Cargas>Opciones...** muestra os diferentes tipos de cargas que o programa considera. Es posible definir **Coefficientes de seguridad** para las cargas permanentes, para las cargas accidentales (variables) y para los desplazamientos impuestos. Para cada una de las hipótesis de carga, es posible definir dos valores de coeficiente de seguridad, dependiente del material de cada barra de la estructura: hormigón, acero u otro distinto de los anteriores.

El coeficiente de seguridad podrá asumir dos valores, uno para las combinaciones normales y otro para las excepcionales. Además de eso, se considera un coeficiente de seguridad **favorable** para la carga permanente en el estado limite último, con el valor de **1,00**.

También es posible definir los coeficiente de simultaneidad ($\gamma_{f2} = \psi_0, \psi_1$ o ψ_2) para las cargas accidentales (variables) cuyos valores habituales vienen en la tabla 11.2 de NBR 6118.

18.2.3 Combinaciones de esfuerzos realizados

18.2.3.1 Estado limite último

Tricalc realiza las combinaciones normales y excepcionales referidas en el artículo 11.8.2 de la NBR - 6118:

$$\gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{eq} \cdot F_{eqk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{eq} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{eqk}$$

$$\gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{eq} \cdot F_{eqk} + F_{q1exc} + \gamma_q \cdot \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk} + \gamma_{eq} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{eqk}$$

donde F_{gk} es el esfuerzo debido a la carga permanente, F_{qk} es el esfuerzo debido a las cargas accidentales o variables (uso, nieve, temperatura, viento y móviles), F_{q1exc} es el esfuerzo debido al sismo, F_{sk} es el esfuerzo permanente indirecto, como el debido a desplazamientos impuestos (asientos) y F_{eq} las cargas variables indirectas, como la temperatura. Los valores de los coeficientes de mayoración pueden ser alterados por el usuario, si bien su valor por defecto coincide con el establecido en la tabla 11.1 de NBR 6118.

Extracto de la Tabla 11.1. Valor del coeficiente de mayoración, γ_{f1} a γ_{f3} .

Combinación de cargas	Cargas					
	Permanentes		Variables		Desplaz.	
	Desf.	Fav.	Generales	Temp.	Desf.	Fav.
Normales	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,0
Excepcionales	1,2	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0

Tabla 11.2. Valor del coeficiente γ_{f2} .

Carga	γ_{f2}		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas en edificios residenciales	0,5	0,4	0,3
Sobrecargas en comercios y edificios públicos	0,7	0,6	0,4

Sobrecargas en bibliotecas, archivos, oficinas y garajes 0,8 0,7 0,6

Viento 0,6 0,3 0,0

Temperatura 0,6 0,5 0,3

18.2.3.2 Estado limite de servicio

Tricalc realiza las combinaciones referidas en el artículo 5.4.2.2 de la NBR-6118:

Combinaciones cuasi permanentes (CQP)

$$F_{gk} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk}$$

Combinaciones frecuentes (CF)

$$F_{gk} + \psi_{1j} \cdot F_{q1k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk}$$

Combinaciones raras (CR)

$$F_{gk} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{qjk}$$

donde F_{gk} es o esfuerzo debido a carga permanente y F_{qk} es el esfuerzo debido a las cargas accidentales o variables (uso, nieve, temperatura, viento, y móviles).

18.2.4 Carga del viento (NBR-6123-1988)

Al definir con esta norma una carga de viento mediante la función **Cargas > Definir...**, o al crear y modificar un panel de viento, aparece la siguiente caja de diálogo:

Viento en la dirección 1

Presión dinámica de viento, q (kN/m²)

☒ Calcular ☐ Asignar 1,4574

Coefficiente de presión(+) / succión(-) 0,70

Coefficiente de presión(+) / succión(-) interior 0,00

Coefficiente de rozamiento (0 - 0.1) 0,00

Velocidad básica, V₀ (m/s) Mapa... 30,00

Altura a considerar (m) 10,00

Tipo de edificio 2 Edificios con alta ocupación

Rugosidad del terreno II Terreno rural llano sin obstáculos r

Máxima dimensión del edificio B: Entre 20 m y 50 m

Situación topográfica

Expuesto: Terraplenes

X_t: Distancia horizontal a la cresta (m) 0,00

teta: Pendiente (grados) 30,00

d: Altura total del promontorio (m) 10,00

☐ Propagar valores al resto de direcciones

Resultados

Velocidad característica, V_k (m/s) 48,76

S1: Factor topográfico 1,63

S2: Factor de altura 1,00

S3: Factor estadístico 1,00

Aceptar Cancelar

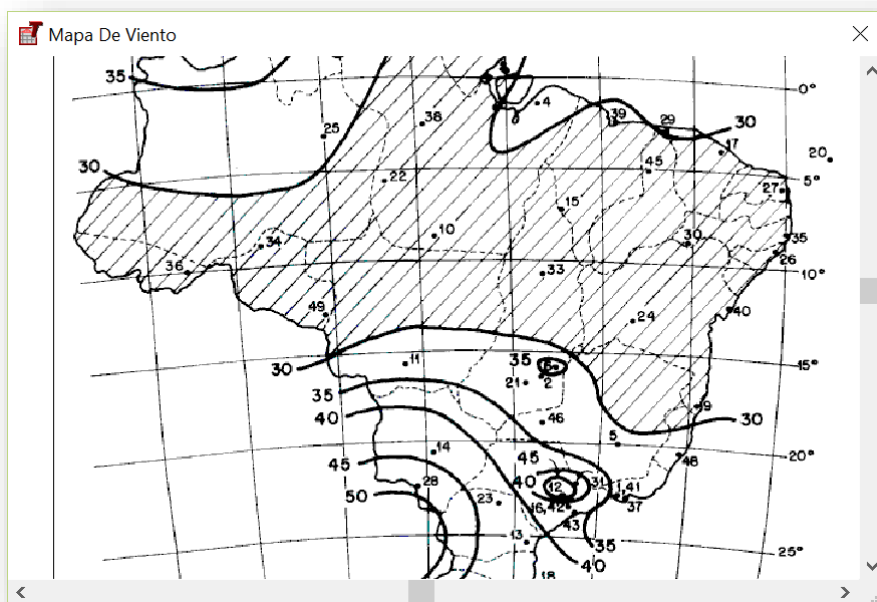
En ella aparecen los siguientes elementos:

- **Presión dinámica, q** (kN/m² o Kg/m²). En este grupo, si se selecciona **Calcular**, el valor de la presión dinámica del viento, q, será el resultado de aplicar las expresiones de la norma a partir del resto de parámetros de esta caja (el valor que aparece en la casilla se recalcula automáticamente según se modifican esos parámetros). Si por el contrario se selecciona **Asignar**, el valor de la presión dinámica del viento, q, será el definido por el usuario en esta casilla.

En el caso de la opción **Calcular**, la expresión que obtiene el valor de q , en N/m^2 , es (siendo V_k la velocidad característica del viento en m/s):

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

- **Coeficiente de presión / succión (exterior).** En esta casilla se define el coeficiente de presión exterior, C_{pe} , que será positivo para presión (hacia el interior del edificio) y negativo para succión (hacia el exterior del edificio).
- **Coeficiente de presión / succión interior.** En esta casilla se define el coeficiente de presión interior, C_{pi} , que será positivo para presión (hacia el exterior del edificio) y negativo para succión (hacia el interior del edificio).
- **Coeficiente de rozamiento.** En esta casilla se define el coeficiente de rozamiento del viento con el paramento que, si es mayor de cero, da lugar a una fuerza de viento tangencial al paramento.
- **Velocidad básica del viento, V_0** (m/s) del lugar en el que se sitúa la estructura. Es la velocidad de una ráfaga de 3 s excedida como media una vez en 50 años a 10 m de altura en campo abierto y plano. Viene establecida en la figura 1 de la norma, que puede visualizarse en el programa al pulsar el botón **Mapa** (se puede hacer zoom y desplazar la imagen para facilitar la localización en el mapa):



- **Altura a considerar, z** (m). Define la altura sobre el terreno en la que se desea calcular la presión dinámica del viento. En general será la correspondiente al punto más elevado del paramento en estudio.
- **Tipo de edificio.** Aquí se define el grupo al que pertenece el edificio en estudio, de acuerdo con la tabla 3 definida en el apartado 5.4 de la norma:

Grupo Descripción

1	Edificios cuyo colapso total o parcial puede impedir prestar ayuda a personas tras un tempestad destructiva (hospitales, bomberos, policía, telecomunicaciones...)
2	Edificios residenciales, comerciales e industriales de alta ocupación
3	Edificios industriales con baja ocupación (depósitos, silos...)
4	Elementos de cerramiento (tejas, vidrios y sus anclajes...)

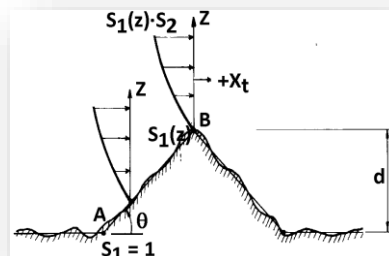
5 Edificios temporales o en fase de construcción

- **Rugosidad del terreno.** Aquí se define la rugosidad del terreno situado a barlovento del edificio, de acuerdo con el apartado 5.3.1 de la norma:

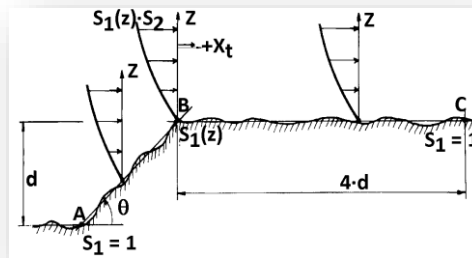
Categoría Descripción

I	Superficies lisas de más de 5 km (mar en calma, lagos, ríos...)
II	Terrenos abiertos sensiblemente llanos con pocos obstáculos aislados de hasta 1 m (zonas costeras planas, pantanos con poca vegetación, praderas...)
III	Terrenos llanos y ondulados con obstáculos aislados de hasta 3 m (granjas, suburbios de casas bajas dispersas...)
IV	Terreno con obstáculos cercanos de hasta 10 m en zona forestal, industrial o urbana (zonas arboladas, ciudades pequeñas, áreas industriales...)
V	Terreno con muchos obstáculos altos (25 m) y próximos (bosques, centros de grandes ciudades, complejos industriales desarrollados...)

- **Máxima dimensión del edificio.** Aquí se define la clase del edificio de acuerdo al apartado 5.3.2 de la norma, en función de la máxima dimensión (horizontal o vertical) de la proyección del edificio sobre un plano vertical perpendicular al viento:
 - Clase A: Elementos de cerramiento, elementos estructurales exentos y máxima dimensión menor de 20 m.
 - Clase B: Máxima dimensión entre 20 y 50 m.
 - Clase C: Máxima dimensión mayor de 50 m.
- **Situación topográfica.** Permite definir la situación topográfica del edificio de acuerdo al apartado 5.2 de la norma. Se definen las siguientes posibilidades:
 - Protegida. Corresponde al caso de valles cerrados, por ejemplo.
 - Normal. Corresponde al caso habitual, sobre un terreno sensiblemente plano.
 - Expuesto: promontorios. Corresponde al caso de colinas. Al seleccionar esta opción, la caja de diálogo muestra la siguiente imagen:



- Expuesto: terraplenes. Corresponde al caso de acantilados. Al seleccionar esta opción, la caja de diálogo muestra la siguiente imagen:



- **Xt: Distancia horizontal a la cresta** (m). Para el caso de situación topográfica expuesta, indica la distancia horizontal en metros de la construcción a la cresta del promontorio o terraplén, considerándose positiva cuando el edificio se sitúa a sotavento de la cresta.
- **θ: Pendiente** (grados). Para el caso de situación topográfica expuesta, define la pendiente media del promontorio o terraplén.
- **d: Altura total del promontorio** (m). Para el caso de situación topográfica expuesta, define la altura del promontorio o terraplén.
- **Propagar valores al resto de direcciones. Permite indicar que los valores de esta caja, que corresponden a una determinada dirección (hipótesis) de viento, se copien al resto de direcciones (hipótesis) de viento.**
- **Resultados.** En este recuadro se muestran algunos parámetros dependientes de los definidos en el resto de la caja de diálogo. Se muestran a título informativo y no pueden modificarse directamente. Son los siguientes:
 - **Velocidad característica del viento, V_k (m/s)**, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$
 - **Factor topográfico, S_1 .** Depende de la situación topográfica definida (y de los valores de z , X_t , θ y d si ésta es expuesta), de acuerdo al apartado 5.2 de la norma.
 - **Factor de altura sobre el terreno, S_2 .** Depende de la categoría del terreno (su rugosidad), la clase del edificio (su máxima dimensión expuesta al viento) y de la altura sobre el terreno (z) considerada, de acuerdo con el apartado 5.3.3 de la norma.
 - **Factor estadístico, S_3 .** Depende del grupo (tipo) definido al que pertenece el edificio, de acuerdo con el apartado 5.4 de la norma.

Al definir o modificar un subpanel de viento con esta norma mediante la función **Cargas > Vínculos...**, aparecerá esta misma caja de diálogo, pero dependiendo el tipo de carga definida (viento exterior, viento interior o viento tangencial) no se mostrarán los coeficientes de presión / succión que no correspondan.

Al definir la carga de viento en el asistente de creación de naves mediante la función **Geometría > Nave...**, también aparecerá esta misma caja de diálogo.

18.2.5 Carga de sismo

Dada la inexistencia de un reglamento específico sobre la aplicación de la carga sísmica en Brasil, **Tricalc** utiliza, en este caso, las normas españolas (PDS-1/74 no caso de la carga sísmica por métodos estáticos y NCSE-94 / NCSE-02 para a carga sísmica por métodos dinámicos) con las siguientes salvaguardas:

El coeficiente de contribución es fijo y tiene el valor 1,0.

No se tienen en cuenta las prescripciones constructivas de la NCSE.

18.2.6 Materiales y sus propiedades

18.2.6.1 Tipos y clases de hormigones

Tricalc permite utilizar los tipos de hormigón definidos en la norma NBR 6118, siendo f_{ck} la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica:

Grupo	Clase	f_{ck} (MPa)
I	C15	15
	C20	20
	C25	25
	C30	30
	C35	35
	C40	40
	C45	45
II	C50	50
	C55	55
	C60	60

C65	65
C70	70
C75	75
C80	80
C85	85
C90	90

También es posible utilizar hormigones de otras resistencias distintas de las especificadas anteriormente. De acuerdo con el artículo 8.2.1 de NBR 6118:2014, para hormigón armado, la clase mínima es la C20; para hormigón pretensado, la clase mínima es la C25 y para cimentaciones y obras provisionales, la clase mínima es la C15.

18.2.6.2 Módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson

Tricalc utiliza las fórmulas de cálculo referidas en la NBR-6118:2014 Art. 8.2.8 (datos en MPa y para áridos graníticos o de gneis):

$$\begin{aligned} \text{Grupo I} & \rightarrow E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \\ \text{Grupo II} & \rightarrow E_{ci} = 21500 \cdot (1,25 + f_{ck}/10)^{1/3} \\ E_{cs} &= \alpha_i E_{ci} \\ \alpha_i &= 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck} / 80 \leq 1 \end{aligned}$$

siendo E_{ci} el módulo de elasticidad tangente (o inicial), y E_{cs} es módulo de elasticidad secante, para cálculo de esfuerzos elásticos y Y.L.S. Ambas expresiones son válidas sustituyendo f_{ck} por f_{ckj} para edades de 7 días en adelante.

El coeficiente de Poisson definido por defecto en las bases de perfiles de hormigón tiene el valor de 0,2; que coincide con lo indicado en el artículo 8.2.9 de NBR 6118:2014.

18.2.6.3 Resistencia de cálculo del hormigón

Tricalc utiliza las fórmulas de cálculo de f_{cd} referidas en la NBR-6118:2014 Art. 12.3.

Si bien el artículo 12.4 de NBR 6118:2014 recoge valores distintos de γ_c para las combinaciones normales, especiales o de construcción y excepcionales, el programa sólo permite un valor, que es el correspondiente a las combinaciones normales. Si es posible definir un nivel de control intenso (para elementos prefabricados), normal o reducido (cuando existen condiciones desfavorables de transporte, ejecución o control) de forma que el coeficiente de minoración del hormigón varía como sigue:

Coef. Seguridad

Intenso	1,30
Normal	1,40
Reducido	$1,4 \cdot 1,1 = 1,54$

18.2.6.4 Resistencia a tracción del hormigón

Tricalc considera los siguientes valores característicos y de cálculo de resistencia a tracción, de acuerdo con a NBR-6118:2014 Art. 8.2.5 (valores en MPa):

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \text{ o } 0,7 \cdot f_{ct,f}$$

$$\text{Grupo I} \rightarrow f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$\text{Grupo II} \rightarrow f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m}$$

siendo

$f_{ct,sp}$	resistencia a tracción indirecta
$f_{ct,f}$	resistencia a tracción en flexión
f_{ct}	resistencia a tracción directa
$f_{ct,m}$	resistencia media a tracción
$f_{ctk,sup}, f_{ctk,inf}$	resistencia característica a tracción superior y inferior
f_{ck}	resistencia característica a compresión

Las expresiones anteriores son también válidas para otras edades sustituyendo f_{ck} por f_{ckj} siempre que $f_{ckj} \geq 7$ MPa.

18.2.6.5 Relaciones tensión-deformación y dominios de deformación

Tricalc considera los dominios de deformación indicados en la NBR-6118:2014 Art. 17.2.2 (figura 17.1). Incluso si se utiliza el diagrama de tensión-deformación del hormigón, tipo parábola rectángulo con tensión de pico $0,85 \cdot f_{cd}$; que puede sustituirse por uno rectangular de profundidad $\lambda \cdot x$ (siendo x la profundidad de la fibra neutra) y de tensión de pico:

- $\alpha_c \cdot f_{cd}$ si el ancho de la sección no disminuye desde la fibra neutra hasta el borde comprimido;
- $0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}$ en caso contrario.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow \lambda = 0,8$$

$$\rightarrow \alpha_c = 0,85$$

$$f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow \lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$$

$$\rightarrow \alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50) / 200]$$

El diagrama tensión – deformación utilizado del acero es de tipo bilineal, de acuerdo con la figura 8.4 (artículo 8.3.6 de NBR 6118:2014); tanto para acero con o sin flujo de nivel. La rama elástica tiene pendiente $E_{cs} = 210$ GPa, y la rama plástica es horizontal.

18.2.6.6 Tipos de armaduras utilizadas

Según el apartado 8.3 de la NBR 6118:2014, se pueden utilizar los siguientes aceros para armaduras pasivas:

Categoría	f_{yk} (MPa)	Ductilidad	Superficie	η_b	η_1
CA-25	250	Alta	Lisa	1,0	1,0
CA-50	500	Alta	Alta adherencia	$\geq 1,5$	2,25
CA-60	600	Normal	Entallada	1,2	1,4

Tricalc permite utilizar los tipos de acero CA-50 y CA-60, pero no CA-25.

También es posible utilizar aceros con resistencias diferentes de las especificadas anteriormente.

18.2.6.7 Resistencia de cálculo del acero

Tricalc utiliza las fórmulas de cálculo de f_{yd} referidas en la NBR-6118:2003 Art. 12.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Si bien el artículo 12.4 de NBR 6118:2014 recoge valores distintos de γ_s para las combinaciones normales, especiales o de construcción y excepcionales, el programa sólo permite un valor, que es el correspondiente a las combinaciones normales. Si es posible definir un nivel de control normal o reducido (para obras de pequeña importancia, o si se emplea acero CA-25 sin control de calidad según ABNT NBR 7480) de forma que el coeficiente de minoración del acero varía como sigue:

Coef. Seguridad	Ambiente normal
Normal	1,15
Reducido	$1,15 \cdot 1,1 = 1,27$

18.2.7 Flexión

Se considera de forma opcional una redistribución de momentos (plastificación) de forma que se reduzcan los momentos negativos sobre los apoyos para un valor máximo de acuerdo con NBR 6118:2014 Art. 14.6.4 en el caso de vigas y 14.7.3 en el caso de losas.

En el caso de vigas, para poder realizar la redistribución, de forma que el momento en el apoyo, M , pase a ser δM , debe cumplirse:

- Para hormigón de $f_{ck} \leq 50$ MPa:

$$x/d \leq 0,45$$

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot x/d$$

- Para hormigón de $f_{ck} > 50$ MPa:

$$x/d \leq 0,35 \text{ (para ELU y momento } M)$$

$$\delta \geq 0,56 + 1,25 \cdot x/d$$

- Además, $\delta \geq 0,90$ para estructuras traslacionales y $\delta \geq 0,75$ para estructuras intraslacionales.

En el caso de losas, para poder realizar la redistribución, de forma que el momento en el apoyo, M , pase a ser δM , debe cumplirse:

- Para hormigón de $f_{ck} \leq 50$ MPa: $\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot x/d \geq 0,75$

- Para hormigón de $f_{ck} > 50$ MPa: $\delta \geq 0,56 + 1,25 \cdot x/d \geq 0,75$

La translación (desplazamiento horizontal del diagrama de momentos para el cálculo de la armadura) se fija en el valor máximo indicado por el artículo 17.4.2 de la NBR-6118:2014: $1,0 \cdot d$.

18.2.8 Compresión – pandeo

Tricalc permite activar o desactivar la comprobación a pandeo de los pilares de la estructura. El programa permite al usuario definir si la estructura es intraslacional, o traslacional. Ambas las consideraciones pueden ser independientes para cada pilar y para cada eje principal del pilar.

De acuerdo con el apartado 15.4 de NBR 6118:2014, deben estudiarse los efectos globales de 2º orden (a nivel de estructura), los efectos locales (a nivel de barra) y los efectos localizados (a nivel de sección: combadura o alabeo de la sección). Las estructuras se clasifican en estructuras intraslacional o

intraslacionales (aquellas en las que considerar los esfuerzos derivados de la estructura deformada suponen aumentos de esfuerzos menores del 10%) y estructuras de nudos desplazables o traslacionales.

En las estructuras intraslacionales no es necesario considerar los efectos globales de 2º orden. En las estructuras traslacionales sí es necesario considerar los efectos globales de 2º orden, aunque su consideración puede sustituirse por la aplicación de un coeficiente de amplificación de las cargas horizontales de valor **0,95**· γ_z , siempre que $\gamma_z \leq 1,3$, con

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_i \cdot \delta_i}{\sum F_{Hi} \cdot H_i}}$$

siendo

F_{Hi}	resultante de las fuerzas (cargas) horizontales del piso i;
H_i	altura del piso i respecto a la base de la estructura;
N_i	resultante de las fuerzas (cargas) verticales del piso i;
δ_i	desplazamiento horizontal del piso i calculado en primer orden.

La esbeltez y la longitud de pandeo ℓ_e se calculan de acuerdo con las recomendaciones de la NBR-6118:2014 Art. 15.6 y 15.7:

$$\ell_e = \min(\ell_o + h; \ell)$$

Para pilares empotrados en la base y libre arriba:

$$\ell_e = 2 \cdot \ell$$

siendo

ℓ_o	altura neta del pilar (a caras interiores de elementos que une el pilar);
h	dimensión de la sección del pilar paralela al plano en estudio;
ℓ	distancia entre ejes de elementos que une el pilar.

Para la determinación de los parámetros de rigidez relativos a cada extremo del pilar, se considera la relación entre la rigidez de los pilares y de las vigas que concurren en cada nudo.

La comprobación del pandeo local se realiza de acuerdo con el apartado "15.8 Análisis de elementos aislados" y "15.8.3.2 Método de la columna modelo con curvatura aproximada" de NBR 6118:2014, que son válidos para $\lambda \leq 90$. De acuerdo con ello, se puede no tener en cuenta este análisis si $\lambda < \lambda_1$, siendo:

$$\lambda = \ell_e / \ell$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1 / h}{\alpha_b}; \quad 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

donde

α_b	Para pilares sin carga transversal, $1,0 \geq \alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot (M_B / M_A) \geq 0,40$; Para pilares con carga transversal, $\alpha_b = 1,0$; Para pilares en voladizo, $1,0 \geq \alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot (M_C / M_D) \geq 0,85$; Para pilares con excentricidad menor que la mínima, $\alpha_b = 1,0$;
e_1 / h	excentricidad relativa de primer orden;
h	dimensión de la sección paralela al plano en estudio;

M_A, M_B	momentos de primer orden en ambos extremos del pilar, de forma que $ M_A \geq M_B $;
M_C	momento de primer orden en mitad del pilar en voladizo;
M_D	momento de primer orden en el empotramiento del pilar.

El momento de dimensionamiento para la comprobación de pandeo será:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,A}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$v = N_{sd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

donde

h	dimensión de la sección paralela al plano en estudio;
$M_{1d,A}$	momento M_A (o M_D) mayorado pero no menor del que resulta de aplicar la excentricidad mínima: $N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$;

Si $\lambda > 90$, se debe tener en cuenta la fluencia de acuerdo con el apartado 15.8.4 de NBR 6118:2014. Basta considerar una excentricidad adicional e_{cc} a añadir a la de primer orden, e_i , de valor:

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \left(e^{\frac{\varphi \cdot N_{Sg}}{N_e - N_{Sg}}} - 1 \right)$$

$$N_e = \frac{10 \cdot E_{ci} \cdot I_c}{l_e^2}$$

donde

e_a	excentricidad debida a imperfecciones locales (excentricidad mínima);
M_{Sg}, N_{Sg}	esfuerzos solicitantes correspondientes a la combinación cuasi permanente;
φ	coeficiente de fluencia, de acuerdo con el Art. 8.2.11. En el programa se considera el caso $t_0 = 30$ días y humedad ambiente del 55 %;
E_{ci}	módulo de elasticidad tangente;
I_c	momento de inercia de la sección de hormigón;
l_e	longitud equivalente o de pandeo.

En todo caso, aunque no se considere el pandeo, se tendrá en cuenta la excentricidad mínima indicada en el apartado 11.3.3.4 de NBR 6118:2014, de valor (dimensiones en m):

$$0,015 + 0,03 \cdot h$$

18.2.9 Torsión

Tricalc calcula la armadura para el esfuerzo de torsión verificando las siguientes comprobaciones, de acuerdo con artículo 17.5.1 de la NBR-6118:2014.

Se establece como sección hueca eficaz una sección hueca de espesor de pared (no mayor del espesor real si la sección es hueca) de valor

$$h_e \leq A / u$$

$$h_e \geq 2 \cdot c_1$$

siendo

A	área de la sección llena;
u	perímetro de la sección;
c ₁	distancia desde el eje de las armaduras longitudinales y el borde de la pieza.

Se deben cumplir entonces las siguientes comprobaciones:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,2} \text{ (agotamiento por compresión oblicua del hormigón)}$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,3} \text{ (agotamiento por tracción de la armadura transversal)}$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,4} \text{ (agotamiento por tracción de la armadura longitudinal)}$$

Los valores resistentes de la sección son:

$$T_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin 2\theta$$

$$T_{Rd3} = (A_{90} / s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cotg \theta$$

$$T_{Rd4} = (A_{sl} / u_e) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \tg \theta$$

siendo

α_{v2}	$= 1 - f_{ck} / 250$, con f_{ck} en MPa;
θ	ángulo de las bielas de hormigón: se tomará $\theta = 45^\circ$;
A_e	área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz (incluyendo el hueco);
f_{ywd}	límite elástico de diseño de las armaduras transversales, no mayor de 435 MPa;
A_{sl}	suma de las áreas de las armaduras longitudinales;
u_e	perímetro de A_e ;

Además, la cuantía geométrica de la armadura transversal para resistir la torsión cumplirá

$$\rho_{sl} = \rho_{sw} = A_{sw} / (b_w \cdot s) \geq 0,2 \cdot f_{ctm} / f_{ywk}$$

18.2.10 Esfuerzo cortante

Tricalc calcula la armadura para el esfuerzo cortante de elementos lineales mediante estribos ortogonales a directriz de la pieza y verificando las siguientes comprobaciones, de acuerdo con el artículo 17.4.2 de la NBR-6118:2014.

Todos los elementos lineales (salvo los indicados a continuación) tendrán armadura transversal de cuantía

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}$$

siendo

A_{sw}	área de la armadura de estribos;
s	separación entre estribos medidos en la dirección de la barra;
α	ángulo entre estribo y directriz de la barra, siendo $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;
b_w	ancho mínimo del alma;
f_{ywk}	límite elástico característico del acero de estribos;
$f_{ct,m}$	de acuerdo con 8.2.5.

La Norma establece, entre otras, las siguientes excepciones, que en su lugar deben tener un armado transversal mínimo de acuerdo con lo establecido en el capítulo 18 de NBR 6118:2014.

- si $b_w > 5 \cdot d$, el cortante debe estudiarse como en losas, de acuerdo con 19.4;
- los nervios de reticular, en general, también pueden estudiarse a cortante como losas según 19.4;
- en elementos comprimidos en los que se cumpla simultáneamente que en ningún punto se sobrepasará la tensión f_{ctk} y que $V_{sd} \leq V_c$. En el programa no se utiliza este caso para pilares, sino el caso general.

Para verificar la resistencia de la sección a cortante, se debe cumplir que:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Para la segunda ecuación se tendrán en cuenta las reducciones indicadas para cargas próximas a los apoyos: es decir, no se considera el cortante producido por cargas situadas a menos de $d/2$ de la cara del apoyo directo.

La resistencia de la sección a cortante, para el modelo de bielas a 45° (que es el utilizado por el programa), es:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250), \text{ con } f_{ck} \text{ en MPa}$$

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ctd} = f_{ck,inf} / \gamma_c = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

En el caso de las losas macizas, nervios de reticular, y vigas de ancho $b_w > 5 \cdot d$, el cortante se estudia de acuerdo con el artículo 19.4 de NBR 6118:2014. Así, en losas macizas y forjados reticulares se puede prescindir de armadura transversal si se cumple que

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

donde

τ_{Rd}	$= 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot f_{ctk,inf} / \gamma_c$
ρ_1	$= A_{s1} / (b_w \cdot d)$
σ_{cp}	$= N_{sd} / A_c$
k	$= 1$, si la armadura que llega a los apoyos es menos del 50% de la máxima del vano (que es caso que considera el programa); $= 1,6 - d \geq 1$, con d en metros, en caso contrario;
A_{s1}	área de la armadura de tracción efectivamente anclada y decalada en la sección de estudio;
N_{sd}	axil, > 0 si es compresión.

Si la condición anterior no se cumple, será necesario disponer armadura transversal, para lo que son de aplicación los criterios expuestos para vigas, pero limitando la tensión de trabajo de la armadura transversal a (interpolando linealmente en los casos intermedios):

- 250 MPa para losas de hasta 15 cm de espesor;
- 435 MPa ($= f_{ywd}$) para losas desde 35 cm de espesor.

18.2.11 Solicitaciones combinadas

En el caso de flexión y torsión combinadas, la armadura longitudinal traccionada debe ser suma de la debida a flexión y a torsión. Además, en la zona comprimida por la flexión, el hormigón no debe superar $0,85 \cdot f_{cd}$ como tensión principal de compresión. Para su cálculo se suma (vectorialmente) la compresión debida a la flexocompresión (como estado plano de tensiones) y la tensión tangencial debida a la torsión ($\tau_{td} = T_d / 2 \cdot A_e \cdot h_e$).

En el caso de torsión y cortante, la armadura transversal será la suma de la debida a cortante y torsión. Además, se debe cumplir

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

18.2.12 Punzonamiento

Se contemplan las especificaciones del artículo 19.5 de la NBR-6118:2014 sobre punzonamiento. Para ello, se establecen los siguientes perímetros críticos:

- perímetro C, de longitud u_0 , como contorno del pilar (incluidas las concavidades): Se comprueba el agotamiento del hormigón por compresión oblicua del alma;
- perímetro C', de longitud u , situado a $2 \cdot d$ de la cara del pilar, convexo y redondeado: se comprueba si se necesita armado de punzonamiento por tracción del alma;
- perímetro C'', situado a $2 \cdot d$ por fuera de la posible armadura de punzonamiento: se comprueba que no se necesita armadura por cortante.

Para calcular la tensión tangencial en los perímetros C y C', se utiliza la expresión

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{Sd}}{W_p \cdot d}$$

siendo

d	canto útil medio a lo largo del perímetro (C o C') considerado;
u	longitud del perímetro crítico considerado;
F_{Sd}	fuerza o reacción de punzonamiento;
M_{Sd}	momento solicitante de punzonamiento;
K	constante que se puede obtener de la tabla 19.2 de NBR 6118:2014 que depende de las dimensiones del pilar paralela y perpendicular al eje del momento existente;
W_p	es el momento estático del perímetro crítico considerado respecto al eje del momento.

En el caso de pilares de medianería y esquina, el perímetro crítico se sustituye por un perímetro crítico eficaz, en el que se ha eliminado la parte del mismo que queda por fuera de la losa y en las proximidades del borde de la losa. Además, el momento solicitante, M_{Sd} , se calcula respecto al baricentro de dicho perímetro crítico reducido.

Si existen huecos (o bordes de la losa) que disten menos de $8 \cdot d$ del borde del pilar, se eliminará la parte de los perímetros críticos que les corresponda.

Las tensiones resistentes se calculan como sigue:

- En el perímetro C de longitud u_0 :

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$$

siendo $\alpha_v = 1 - f_{ck} / 250$, con f_{ck} en MPa.

- En el perímetro C', sin armadura de punzonamiento:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot [1 + (20 / d)^{1/2}] \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{0,5}$$

siendo ρ_x, ρ_y la cuantía de la armadura de tracción en ambas direcciones en la zona cargada + $3 \cdot d$ a cada lado.

■ En el perímetro C' , con armadura de punzonamiento:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 \cdot [1 + (20 / d)^{1/2}] \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha / (s_r \cdot u)$$

siendo

s_r	distancia radial entre estribos, debiéndose cumplir que $s_r \leq 0,75 \cdot d$;
A_{sw}	área de armadura transversal de un perímetro de estribos paralelo a C' ;
α	ángulo de la armadura de punzonamiento con la losa (en el programa, $\alpha = 90^\circ$);
u	longitud del perímetro crítico (o del perímetro crítico reducido);
f_{ywd}	resistencia de la armadura de punzonamiento.

Debe haber al menos 3 líneas concéntricas de armadura de punzonamiento, separadas no más de $0,75 \cdot d$ y con la primera línea a no más de $0,5 \cdot d$ de la cara del pilar.

■ En el perímetro C'' , no debe ser necesaria armadura de cortante. Es decir, $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1}$.

18.2.13 Verificación de la seguridad: estados limites de uso

Tricalc considera las combinaciones de las cargas referidas en la NBR-6118 para los estados limites de uso.

18.2.13.1 Fisuración

Tricalc permite al usuario definir el valor máximo de la fisura a comprobar según los límites de la NBR-6118:2014 Art. 13.4, según la agresividad del ambiente definida en el artículo 6.4. Estos límites, para hormigón armado, son:

Ambiente (CAA)	límite de fisuración	Combinación de cargas
I	ELS-W wk $\leq 0,4$ mm	
II y III	ELS-W wk $\leq 0,3$ mm	frecuente
IV	ELS-W wk $\leq 0,2$ mm	

El programa realiza la comprobación de la fisuración según las directrices del artículo 17.3.3 de NBR 6118:2014, debiéndose cumplir que a fisura obtenida, que es la menor de la obtenida por las siguientes expresiones, no supere a máxima admisible:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

donde

A_{cri}	área de hormigón que protege el redondo ϕ_i , de extensión no mayor de $15 \cdot \phi_i$ a cada lado del centro del redondo i ;
E_{si}	módulo de elasticidad del redondo ϕ_i ;

ϕ_i	diámetro del redondo i;
ρ_{ri}	cuantía de armado: área del redondo i dividida por su correspondiente A_{cri} ;
σ_{si}	tensión de tracción de la armadura i, calculada en estado II;
η_1	ver el apartado "Tipos de armaduras utilizadas";

18.2.13.2 Deformación

Tricalc permite al usuario definir el valor máximo de la flecha a comprobar en cada elemento de la estructura, según los límites de la NBR-6118:2014 Art. 13.3

La determinación de deformaciones se realiza teniendo en cuenta el comportamiento del hormigón en fase fisurada y en fase no fisurada, según el momento actuante, sea mayor o menor que el momento de fisuración, de acuerdo con el artículo 17.3.2 de NBR 6118:2014.

Para más informaciones sobre la formulación del cálculo de deformaciones, se debe consultar el capítulo correspondiente del manual de instrucciones.

18.2.14 Disposiciones constructivas

18.2.14.1 Distancias y recubrimientos

Tricalc permite al usuario definir en las cajas de opciones diferentes valores del tamaño máximo del árido (granulometría) y de los recubrimientos, a fin de cumplir los valores referidos en la NBR-6118:2014 sobre distancias mínimas entre redondos.

La separación mínima entre redondos se considera mayor o igual a 2 cm, o a 1,2 veces el diámetro máximo del árido, o diámetro de la barra, aplicándose siempre el mayor.

Tricalc no considera grupos de redondos.

18.2.14.2 Anclaje de armaduras

Tricalc calcula las longitudes de anclaje de armaduras según la NBR-6118:2014 Art. 9.4.2 y 9.3.2. Se utilizan anclajes en prolongación recta y en patilla, pero no se utiliza el gancho en lazo.

A fórmula utilizada para el cálculo de la longitud de anclaje es:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

donde

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 0,7 \cdot f_{ct,m} / \gamma_c \text{ (unidades en MPa);}$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ para CA-50;}$$

$$= 1,40 \text{ para CA-60;}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ para buena adherencia;}$$

$$= 0,7 \text{ para mala adherencia;}$$

$$\eta_3 = 1,0 \text{ para } \phi \leq 32 \text{ mm;}$$

$$\alpha = 1,0 \text{ para barras rectas;}$$

$$= 0,7 \text{ para barras traccionadas con gancho y con recubrimiento lateral } \geq 3\phi$$

La disminución de la longitud de la anclaje en función del cociente entre la área de acero requerida y la sección de la armadura realmente adoptada, se obtiene activando la opción **Anclaje Reducido** de la caja de opciones de armadura, con la limitación de $\ell_{b,min}$ igual al máximo entre **0.3· ℓ_b** , además de **100 mm** y **10·d**.

Se considera la situación de **buena adherencia** para redondos de acero inclinados entre 45 y 90 grados o situados en la cara inferior de las vigas. Todas las demás situaciones no son de **buena adherencia**.

18.2.14.3 Longitud de solape

Tricalc considera la mitad de la longitud de anclaje necesario colocado en cada lado del punto donde se produce el solape. Según NBR-6118:2014 Art. 9.5.2.2, la longitud de solape se calcula con la siguiente expresión:

$$\ell_{ot} = \alpha_{ot} \cdot \ell_{b,nec} \geq \ell_{ot,min}$$

donde α_{ot} es función del porcentaje de barra solapadas en tracción en la misma sección, y que en **Tricalc** toma el valor de **2,0** (correspondiente al caso de más del 50% barras solapadas) si la barra es de cálculo y valor **1,0** si es una barra de montaje no resistente. El valor de $\ell_{ot,min}$ es el máximo entre **0,3· α_{ot} · ℓ_b** , **15· ϕ** y **200 mm**.

18.2.15 Vigas

Se considera como longitud de cada elemento a distancia entre los nudos inicial y final. Cuando se activa la opción "**Cálculo según los ejes geométricos de las barras**", la longitud de cálculo de cada elemento se calcula según lo especificado en el capítulo 5 del manual. El criterio utilizado es el definido en la norma española EH-91, que es prácticamente idéntico al indicado en el artículo 14.6.2 de la NBR-6118:2014.

En la NBR-6118:2014 Art. 14.6.2.2 se limita la anchura eficaz del alma de las vigas en T; el programa adopta el valor de la anchura existente en la base.

Se consideran los límites de la armadura longitudinal mínima de tracción establecidos en la NBR-6118:2014 Art. 17.3.5.2:

- La cuantía geométrica mínima de tracción es:

$$\rho_{min} = A_{s,min} / A_c = 0,15\%$$

- La cuantía mecánica mínima de tracción es la calculada para resistir el momento (siendo W_0 el módulo resistente a flexión de la sección bruta respecto a la fibra de tracción):

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$$

Tricalc calcula las longitudes de las armaduras de tracción, a partir del diagrama de momentos flectores, haciendo una translación igual a **d**, siendo **d** la altura útil de la sección. Se adopta siempre el valor **d**, no disminuyéndose este valor, ni en los casos permitidos por el artículo 17.3.5.2 de la NBR-6118:2014.

El programa prolonga la armadura inferior, necesaria a tracción en el vano, hasta los apoyos, según la NBR-6118:2014 Art. 18.3.2. En vigas se coloca **1/3** de la área del vano.

Se considera el valor mínimo de la armadura transversal (estribos) de la NBR-6118:2014 Art. 18.3.3.

No se considera la resistencia al esfuerzo cortante mediante redondos inclinados.

La armadura de torsión cumple las limitaciones de la NBR-6118:2014 Art. 17.5.1.

El número de ramas de estribos cumple el artículo 6.3.4.3 de la NBR-6118.

Se considera armadura de piel para vigas con altura superior a 60 cm, NBR-6118:2014 Art. 17.3.5.2, colocando redondos que no estén separados más que:

- 20 cm.
- Un tercio de la altura útil

18.2.16 Pilares

Tricalc permite calcular los esfuerzos de secciones de pilares de hormigón sin limitación en las dimensiones de sus lados. En el cálculo de la armadura y en el chequeo de la geometría, aparecerá un mensaje de error si no se cumple la limitación del lado mínimo **14 cm** o área mínima **360 cm²** conforme a NBR-6118:2014 Art. 13.2.3. De acuerdo con este mismo artículo, si la dimensión menor de la sección, **b**, es menor de **19 cm**, los esfuerzos de dimensionamiento en Estado Límite Último se multiplican por el siguiente coeficiente de mayoración adicional (con **b** en cm):

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$$

Tanto el valor de este coeficiente, como los esfuerzos resultantes de su aplicación, se muestran en el listado de peritaje y en la caja de retoque de armaduras del pilar, pero no en los listados o gráficas de esfuerzos.

Nota: *Tricalc* no considera este coeficiente de mayoración adicional en los muros resistentes en ningún caso (pilares – pared).

Cuando está activada la comprobación de la pandeo, se limita la esbeltez de los pilares al valor de **90**, NBR-6118:2014 Art. 15.8.3.3.2.

El valor mínimo del área de armadura longitudinal cumple la NBR-6118:2014 Art. 17.3.5.3, o sea, el mayor entre el **0.4%** de la área de la sección del pilar y $0,15 \cdot N_d / f_{yd}$.

El valor máximo de la área de la armadura longitudinal cumple la NBR-6118:2014 Art. 17.3.5.3, o sea, **4%** de la sección del pilar.

En el caso de secciones rectangulares, el número mínimo de redondos longitudinales es de cuatro, uno en cada canto, y para secciones circulares de seis redondos. El diámetro mínimo de los redondos es de **10 mm**.

La separación de la armadura transversal (estribos) cumple la NBR-6118:2014 Art. 18.4.3, tomándose siempre el menor de los siguientes valores: **12** veces el diámetro de la armadura longitudinal, o la menor dimensión del pilar, o **20 cm**, y su diámetro cumplirá que $\phi_t \geq \phi_l / 4$.

El número de ramas de estribos cumple el artículo 18.2.4 de la NBR-6118:2014.

18.2.17 Losas

En el artículo 13.2.4 de NBR 6118:2014 se establece el canto mínimo de losas macizas para diferentes casos, lo cual no es tenido en cuenta por el programa.

En el mismo artículo se indica que, en forjados reticulares, la capa de compresión será no menor de 4 cm ni de 1/15 de la distancia a ejes entre nervios, y que el ancho de los nervios será no menor de 8 cm para permitir armadura de compresión. Ambos límites son comprobados por el programa. También se indica que si la distancia a ejes es mayor de 90 cm (o de 65 cm si el nervio tiene un espesor medio mayor de 12 cm), los nervios deben contar con armadura transversal por cortante como si de vigas se tratara.

De acuerdo con el artículo 19.3.3 de NBR 6118:2014, la armadura longitudinal de losas será al menos:

Armadura	cuantía
Negativos	$\rho_s \geq \rho_{min}$
Negativos en apoyos sin continuidad	$\rho_s \geq 0,67 \cdot \rho_{min}$
Positivos en losas bidireccionales	$\rho_s \geq 0,67 \cdot \rho_{min}$
Positivos en losas unidireccionales	$\rho_s \geq \rho_{min}$

siendo $\rho_s = A_s / (b_w \cdot h)$ y ρ_{min} la cuantía mecánica mínima de vigas.

De acuerdo con el artículo 21.1 de NBR 6118:2014, el diámetro de las armaduras no será mayor de $h/8$, siendo la separación de la armadura principal de flexión no mayor de $2 \cdot h$ ni de **20 cm**.

18.2.18 Zapatas

Una zapata es rígida si $v \leq 1,5 \cdot h$, siendo v el vuelo máximo; en caso contrario será flexible. Su canto será no menor de **20 cm**.

18.2.19 Hormigón en masa

En el capítulo 24 de la NBR 6118:2014 se indican los requerimientos que deben cumplir los elementos de hormigón en masa. En el programa sólo pueden ser de hormigón en masa las zapatas aisladas y las zapatas de muros resistentes. Las diferencias con los elementos de hormigón armado son las siguientes:

- Se establece un coeficiente de minoración del hormigón un 20% superior al usado en hormigón armado.
- Se permite utilizar la resistencia a flexotracción del hormigón, de valor

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

- Se puede usar un diagrama lineal en compresión y rectangular en tracción con:

compresión: $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c,lim} = 0,0035$; $\sigma_{cRd} = (\varepsilon_c / \varepsilon_{c,lim}) \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$

tracción: $\varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{ct,lim} = 0,00035$; $\sigma_{ctRd} = 0,85 \cdot f_{ctd}$

- Las tensiones tangenciales de cortante cumplirán (en elementos de placa, como las zapatas):

$$\tau_{Rd} \geq \tau_{wd}$$

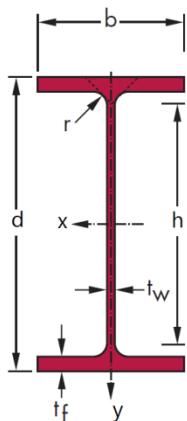
$$\tau_{Rd} = 0,30 \cdot f_{ctd} \leq 1 \text{ MPa}$$

18.3 ABNT NBR 8800:2008: Proyecto de estructuras de acero y de estructuras mixtas de acero y hormigón de edificios

18.3.1 Introducción

Tricalc incorpora gran parte de las especificaciones que la ABNT NBR 8800:2008 contempla para el diseño de estructuras metálicas. Es importante leer detalladamente la implementación de la ABNT NBR 8800:2008 que **Tricalc** adopta, de modo a que el usuario pueda complementar, los cálculos obtenidos con el programa, con otros cálculos suplementarios realizados por su iniciativa, ya que el programa no los efectúa.

El sistema de ejes de esta norma, así como su nomenclatura, es diferente del utilizado en **Tricalc** y en otras normativas.



18.3.2 Campo de aplicación

Esta norma, basada en el método de los Estados Límite, cubre el caso de estructuras de acero y mixtas de edificios (incluyendo edificios industriales, pasarelas y soportes de equipos), la temperatura ambiente, en los que:

- Los perfiles sean laminados, soldados o sean tubos estructurales circulares o rectangulares con y sin costura
- Las uniones sean soldadas o atornilladas

Para perfiles conformados en frío se remite a ABNT NBR 14762:2001.

18.3.3 Materiales

Se permiten aceros para uso estructural avalados por una norma de producto brasileña o extranjera (preferiblemente la americana ASTM), con $f_y \leq 450 \text{ MPa}$ y $f_u \geq 1,18 \cdot f_y$.

Las propiedades mecánicas de estos aceros serán:

Módulo de elasticidad $Y = E_a = 200.000 \text{ MPa}$

Coeficiente de Poisson $\nu_a = 0,3$

Módulo de elasticidad transversal $G = 77.000 \text{ MPa}$

Coeficiente de dilatación térmica $\beta_a = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Masa específica $\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$

En la tabla A.1 se indican los aceros estructurales habituales. Los aceros con $f_y < 250 \text{ MPa}$ no se usan en la práctica.

Tabla A.1 – Aceros estructurales de la norma brasileña (extracto)

Norma	Tipo	Designación	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ABNT NBR 7007	Acero carbono o micro aleado	al MR 250	250	400-560
		AR 350	350	450
		AR 350 COR	350	485
		AR 415	415	520

MR: Mediana resistencia; AR: alta resistencia; COR: resistente a la corrosión atmosférica

18.3.4 Cargas

El coeficiente de ponderación será:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Para las combinaciones de Estado Límite Último, se tiene que:

- El producto $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ se denomina por γ_{fg} para carga permanente o γ_{fq} para cargas variables.
- En este caso, $\gamma_{f2} = \psi_0$.

Para las combinaciones de Estado Límite de Servicio, se tiene que:

- Se utilizan en este caso $\gamma_{f2} = \psi_1$ o ψ_2 ,
- En general $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3} = 1,0$.

Tabla 1. Coeficientes de ponderación $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinación de cargas	Cargas				
	Permanentes		Variables		
	Desf.	Fav.	Generales	Temp.	Viento
Normales	1,35 o 1,40	1,0	1,50	1,20	1,40
De construcción	1,25 o 1,30	1,0	1,30	1,00	1,20
Excepcionales	1,15 o 1,20	1,0	1,00	1,00	1,00

Tabla 2. Coeficiente γ_{f2} (coeficientes de combinación ψ_0 , ψ_1 y ψ_2)

Carga	γ_{f2}		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas en edificios residenciales	0,5	0,4	0,3
Sobrecargas en comercios, oficinas y edificios públicos	0,7	0,6	0,4
Sobrecargas en bibliotecas, archivos, oficinas, garajes y cubiertas	0,8	0,7	0,6
Viento	0,6	0,3	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,3
Pasarelas peatonales	0,6	0,4	0,3
Vigas de rodadura de puentes grúa	1,0	0,8	0,5
Soportes de vigas de rodadura de puentes grúa	0,7	0,6	0,4

Esta tabla coincide con lo indicado en la norma de hormigón, ABNT NBR 6118:2014.

18.3.4.1 Combinaciones de cargas para Estados Límite Últimos

Se establecen las siguientes combinaciones (idénticas a las indicadas en la norma de hormigón ABNT NBR 6118:2014):

- Combinaciones últimas normales

$$\gamma_g \cdot F_{Gk} + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum \gamma_{qj} \cdot \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$$

- Combinaciones últimas especiales (para cargas especiales de corta duración) y combinaciones últimas de construcción

$$\gamma_g \cdot F_{Gk} + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum \gamma_{qj} \cdot \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k}$$

$\psi_{0j,ef} = \psi_{2j}$ cuando $F_{Q,1}$ es de corta duración (**Tricalc** asume este caso)

$\psi_{0j,ef} = \psi_{0j}$ en el resto de casos

- Combinaciones últimas excepcionales

$$\gamma_g \cdot F_{Gk} + F_{Q,exc} + \sum \gamma_{qj} \cdot \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k}$$

18.3.4.2 Combinaciones de cargas para Estados Límite de Servicio

Se establecen las siguientes combinaciones (idénticas a las indicadas en la norma de hormigón ABNT NBR 6118:2014):

- Combinaciones cuasi permanentes. Por ejemplo para flecha por apariencia

$$F_{Gk} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

- Combinaciones frecuentes. Por ejemplo para flecha por confort

$$F_{Gk} + \psi_{1,1} \cdot F_{Q1,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

- Combinaciones raras. Por ejemplo para flecha por integridad

$$F_{Gk} + F_{Q1,k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{Qj,k}$$

18.3.5 Resistencia

El valor característico de la resistencia del acero, f_k , corresponde al cuantil 5%. Puede ser sustituido por el valor nominal cuando proviene de una norma de producto.

El valor de cálculo de la resistencia del acero se define como

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

$$\gamma_m = \gamma_a$$

Para las comprobaciones de Estados Límite Últimos, el valor de γ_a es:

Tabla 3. Valores de los coeficientes de ponderación de resistencia, γ_a

Combinaciones	Acero estructural	
	Fluencia, pandeo y inestabilidad γ_{a1}	Rotura γ_{a2}
Normales	1,10	1,35
Especiales o de construcción	1,10	1,35
Excepcionales	1,00	1,15

En **Tricalc** es posible definir el valor de γ_{a1} y γ_{a2} , que se utilizará en todas las combinaciones.

Para las comprobaciones de Estados Límite Últimos, el valor de γ_a es 1,0.

18.3.6 Estabilidad y análisis estructural

18.3.6.1 Tipos de análisis estructural

Respecto a los materiales, los esfuerzos internos (axiles, cortantes, momentos) pueden determinarse con los siguientes tipos de análisis:

- Análisis global elástico (es decir, con una gráfica tensión – deformación lineal)
 - Puede utilizarse en todos los casos, siendo el tipo de análisis ‘por defecto’ o estándar de esta norma
 - Es compatible con una determinación de la resistencia de la sección plástica
- Análisis global plástico (es decir, con una gráfica tensión – deformación rígido – plástico, elastoplástico perfecto y elastoplástico no lineal).
 - Se permite sólo para secciones compactas, con uniones que tengan suficiente capacidad de rotación
 - Incluye la posibilidad de redistribución de momentos (plastificación y formación de rótulas plásticas)
 - La no linealidad del material puede estudiarse en algunos casos mediante un análisis elástico con rigideces reducidas

Respecto a los materiales, el programa realiza un análisis global elástico, aunque con la posibilidad de definir barras que sólo trabajan a tracción (tirantes).

Respecto a los desplazamientos, los esfuerzos internos (axiles, cortantes y momentos) pueden determinarse con:

- Análisis lineal de primer orden, en base a la geometría no deformada de la estructura

- Análisis no lineal (2º orden) en base a la geometría deformada de la estructura
- Necesario cuando afecte a los esfuerzos internos de forma significativa
- Pueden abordarse por métodos exactos, simplificados o corrigiendo los resultados del análisis de 1º orden
- Incluye los efectos P-Δ y los P-δ.

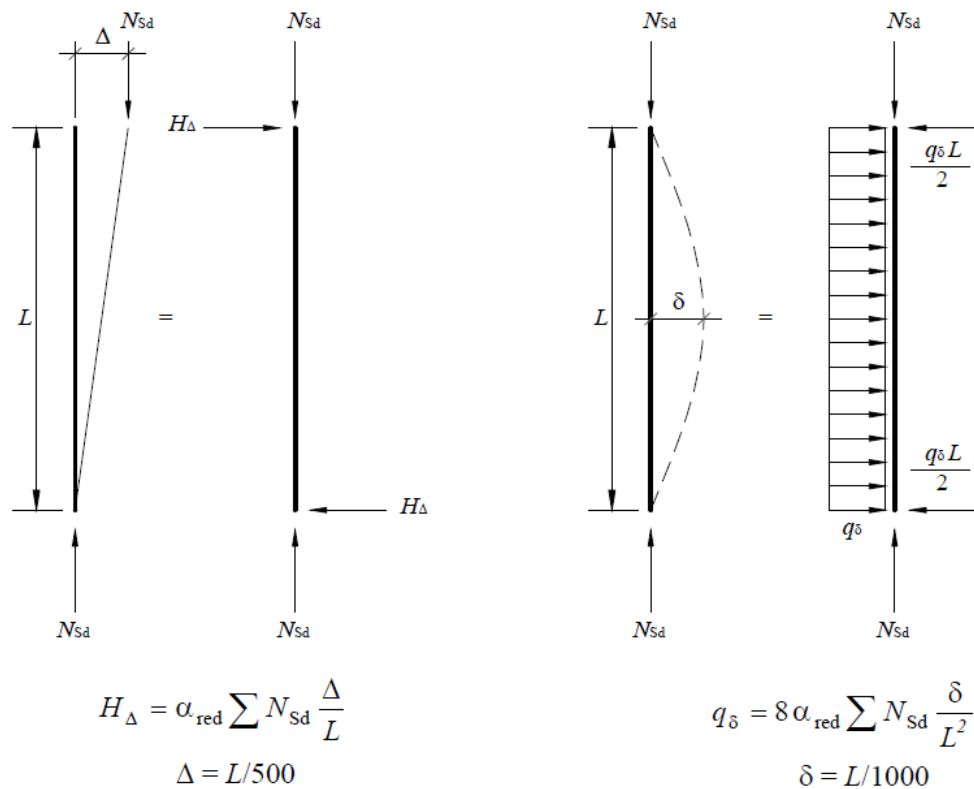
El programa puede llevar a cabo tanto un análisis lineal de primer orden como un análisis de 2º orden en base a la estructura deformada, tanto por métodos exactos (análisis iterativo) como corrigiendo el análisis de 1º orden mediante unos coeficientes de amplificación.

18.3.6.2 Imperfecciones geométricas iniciales

Se basan en una imperfección geométrica global $\Delta = L/500$ o local $\delta = L/1000$, siendo L la distancia entre puntos de arriostramiento. Si un elemento arriostra a varios pilares o vigas, deben considerarse las imperfecciones de todos ellos, pero multiplicándolas por (*m* es el número de pilares o vigas arriostradas)

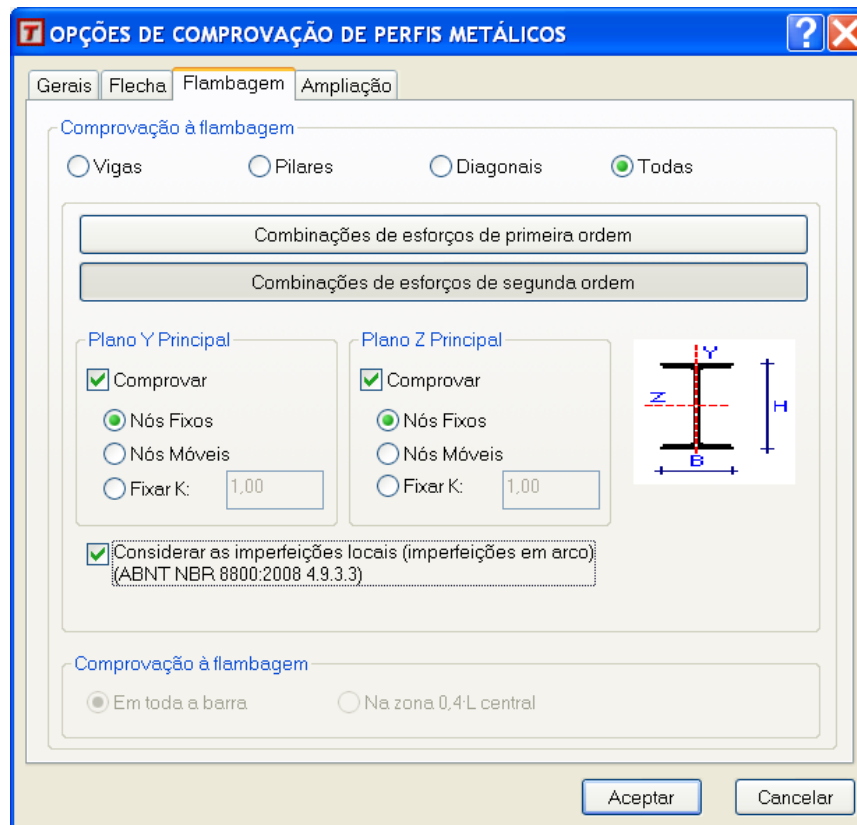
$$\alpha_{\text{red}} = [0,5 \cdot (1 + 1/m)]^{0,5}$$

Las imperfecciones geométricas pueden sustituirse por fuerzas equivalentes ficticias (aproximadas) como indica la figura 1:



En el programa se utilizan estas cargas ficticias para definir estas imperfecciones:

- A nivel global, se define el desplome inicial en la dirección que se desee en las opciones de cálculo de esfuerzos.
- A nivel local, se define en las opciones de comprobación de barras de acero.



18.3.6.3 Clasificación de las estructuras por su sensibilidad a los desplazamientos laterales

Se distingue entre estructuras de pequeña, mediana y alta deformabilidad lateral, según el valor de:

$$r = (\delta_{i,2^{\circ} \text{ orden}} - \delta_{i,1^{\circ} \text{ orden}}) / H_i$$

Siendo

δ_i desplazamiento horizontal del piso i, calculado en ELU, de 1^{er} o 2^o orden

H_i altura de la planta i respecto a la base del edificio (la cimentación)

Pequeña deformabilidad lateral $\rightarrow r \leq 1,1$

Mediana deformabilidad lateral $\rightarrow 1,1 < r \leq 1,4$

Gran deformabilidad lateral $\rightarrow r > 1,4$

La clasificación puede hacerse solo para la combinación de cargas horizontales concomitante con las cargas gravitatorias máximas, sin tener en cuenta las imperfecciones del material.

El valor de r puede sustituirse por el valor aproximado B_2 , (ver Anexo D) sin tener en cuenta las imperfecciones del material.

18.3.6.4 Determinación de los esfuerzos de cálculo para ELU

18.3.6.4.1 Estructuras de pequeña y media deformabilidad lateral

Las imperfecciones geométricas iniciales deben tenerse en cuenta mediante un corrimiento relativo entre plantas de $h/333$, siendo h la distancia entre ejes de vigas. Puede sustituirse por fuerzas ficticias igual a $0,003 \cdot N_{sd}$ (pero no es necesario considerarla en la base del edificio).

Deben considerarse de forma independiente en 2 direcciones ortogonales.

En estructuras de media deformabilidad material también se considerará la imperfección del material, reduciendo la rigidez axial y a flexión al 80% de la teórica.

Como alternativa, puede utilizarse el método del Anexo D (coeficientes de amplificación B_1 y B_2), con la reducción de rigidez antes indicada (80%) en estructuras de media deformabilidad lateral.

En estructuras de baja deformabilidad puede no considerarse este apartado si:

El axil de las barras que contribuyen a la rigidez lateral por flexión, es no mayor del 50% de la resistencia a axil.

Se consideran las imperfecciones geométricas iniciales en todas las combinaciones (incluyendo las de viento).

Se aplica el coeficiente de amplificación B_1 del Anexo D.

18.3.6.4.2 Estructuras de gran deformabilidad lateral

Se debe considerar la no linealidad geométrica y del material. También puede utilizarse el procedimiento para estructuras de media deformabilidad lateral, considerando las imperfecciones geométricas iniciales en todas las combinaciones (incluyendo las de viento).

18.3.7 Condiciones específicas para el dimensionamiento de elementos de acero

18.3.7.1 Clasificación de las secciones transversales

A partir de la esbeltez (relaciones ancho / espesor) máxima λ de los elementos comprimidos de la sección, y de los valores de λ_p y λ_r , las secciones se clasifican en:

- Compactas: $\lambda \leq \lambda_p$
- Semicompactas: $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$
- Esbeltas: $\lambda > \lambda_r$

Las secciones compactas permiten la plastificación completa de la sección. Son necesarias para un análisis global plástico, necesitando un eje de simetría paralelo al plano de la carga (en flexión) y doble simetría en barras comprimidas.

Los valores de λ_p y λ_r se establecen a lo largo de esta norma para cada tipo de sollicitación. En situaciones de compresión simple, sólo se distingue entre secciones esbeltas y no esbeltas, por lo que el parámetro λ_p no se define en ese caso.

Salvo en el caso de los tubos circulares, las secciones se suponen formadas por elementos planos. Estos elementos se clasifican en rigidizados (AA) y no rigidizados (AL).

El parámetro de esbeltez es $\lambda = b / t$

El valor de b para elementos AA es:

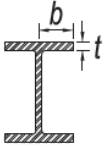
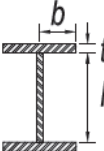
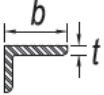
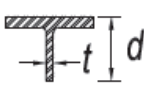
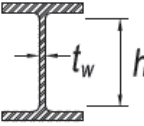
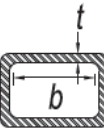
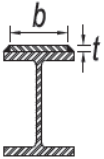
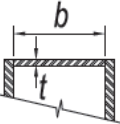
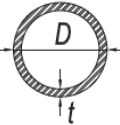
- Almas de secciones laminadas I, H o U: parte plana del alma ($b = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$)
- Almas de secciones soldadas I, H, U o en cajón: distancia libre entre alas ($b = h - 2 \cdot t_f$)
- Alas de secciones en cajón soldadas: distancia libre entre almas
- Alas y almas de tubos estructurales rectangulares: parte plana del elemento o bien ancho exterior menos 3 veces el espesor ($b = h - 2 \cdot t - 2 \cdot r$ o $b = h - 3 \cdot t$)
- Chapas: distancia entre líneas de tornillos o soldaduras

El valor de b para elementos AL es:

- Alas de secciones I, H o T: $\frac{1}{2}$ del ancho total del ala.
- Alas de secciones U o L: ancho total del ala.
- Chapas: distancia entre línea de tornillos o soldaduras y el borde libre.
- Alma de secciones en T: altura total de la sección

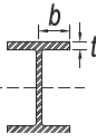
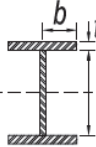
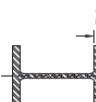
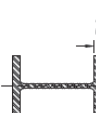
Tabla F.1. Valores de $(b/t)_{lim}$ [valores de λ_r para compresión simple]

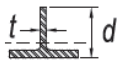
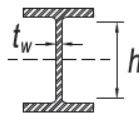
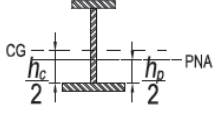
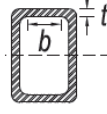
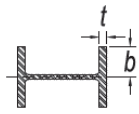
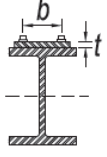
	Descripción	ancho / canto	λ_r	Ejemplo

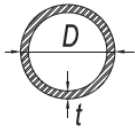
Elementos no rigidizados (AL)	Alas de secciones laminadas en I, U o T Rigidizadores longitudinales de secciones laminadas o soldadas 2 L yuxtapuestas formando T	b / t	$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Alas de secciones soldadas y atornilladas en I, U o T	b / t	$0,64 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{f_y}}$ (nota a)	
	Alas o patas de secciones en L 2 L separadas formando T Resto de chapas no rigidizadas	b / t	$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Alma de secciones en T	d / t	$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
Elementos rigidizados (AA)	Almas de secciones en I bisimétricas o en C o U	h / t _w	$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Secciones rectangulares tubulares	b / t	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Chapas de refuerzo de alas entre soldaduras o tornillos	b / t	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Resto de elementos rigidizados Secciones rectangulares en cajón	b / t	$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Tubos estructurales circulares	D / t	$0,11 \frac{E}{f_y}$	

[a]: $k_c = 4 \sqrt{\frac{t_w}{h}}$, con $0,35 \leq k_c \leq 0,76$

Tabla G.1 (extracto) [valores de λ_p y λ_r para flexión simple]

	Descripción	Ancho / canto	λ_p Compacta / no compacta	λ_r No compacta / esbelta	Ejemplo
Elementos no rigidizados	Alas de secciones laminadas en I, U (Flexión en el eje fuerte)	b / t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{0,7 \cdot f_y}}$	
	Secciones en T; 2 L unidas o separadas (Flexión en el eje fuerte)	$0,5 \cdot b_f / t_f$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Alas de secciones en I soldadas o atornilladas (Flexión en el eje fuerte)	b / t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{0,7 \cdot f_y}}$ (nota a y b)	
	Alas o patas de secciones en L (Flexión en cualquier eje)	b / t	$0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Alas de secciones en I o C, laminadas (Flexión en el eje débil)	b / t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{0,7 \cdot f_y}}$	
	Alas de secciones en I o C, soldadas (Flexión en el eje débil)	b / t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{0,7 \cdot f_y}}$ (nota a y b)	

	(Flexión en el eje débil)				
	Almas de secciones en T	d / t	$0,84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos rigidizadas	Almas de secciones en I bisimétricas y C	h / t_w	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Almas de secciones en I simplemente simétricas	h_c / t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{p\ell}}{M_r} - 0,09\right)^2} \not\geq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Alas de secciones tubulares rectangulares (RHSS)	b / t	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Alas de secciones rectangulares huecas				
	(Flexión en el eje paralelo al ala)				
	Almas de secc. en I o C (Flexión eje débil)	h / t_w	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Chapas de refuerzo de alas entre soldaduras o tornillos	b / t	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones tubulares rectangulares (RHSS)	h / t	$2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	

	(Flexión en el eje paralelo al alma)				
	Almas de secciones rectangulares huecas (Flexión en el eje paralelo al alma)	h / t	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
	Tubo estructural circular (CHSS) (G.2.7)	D / t	$0,07 \frac{E}{f_y}$	$0,31 \frac{E}{f_y}$	

$$M_r = 0,7 \cdot f_y \cdot W_c \leq f_y \cdot W_t$$

18.3.8 Barras prismáticas en tracción

Se debe cumplir

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

Salvo en barras con extremo roscado o barras con bulones, el axil resistente de cálculo en tracción será el menor entre:

- Fluencia de la sección bruta

$$N_{t,Rd} = A_g \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

- Rotura de la sección neta

$$N_{t,Rd} = A_e \cdot f_u / \gamma_{a2}$$

Siendo

A_g área bruta de la sección

A_e área neta efectiva de la sección, que será el área neta (es decir, descontando los agujeros de la sección) reducida por efecto del arrastre por cortante. En el programa se toma igual al área bruta.

Se recomienda que en barras traccionadas se cumpla que $L / r \leq 300$, salvo en tirantes redondos (u otras barras) pre traccionadas.

En barras compuestas formadas por 2 barras simples separadas por el espesor de una chapa de unión, los tramos entre chapas de cada perfil simple se recomienda que tengan $L / r \leq 300$.

El proyectista puede adoptar límites mayores si las barras trabajan adecuadamente.

18.3.9 Barras prismáticas en compresión

Se debe cumplir

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

El axil de cálculo resistente a compresión, para los Estados Límite Últimos de inestabilidad por flexión, por torsión o por flexotorsión y para pandeo local, será:

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

Siendo

χ factor reductor por compresión, determinado según se indica más adelante;

χ factor reductor global por pandeo local, determinado según el Anexo F (que no se reproduce en este documento).

Se recomienda que la esbeltez en barras comprimidas cumpla que $K \cdot L / r \leq 200$.

En barras compuestas formadas por 2 barras simples separadas por el espesor de una chapa de unión, los tramos entre chapas de cada perfil simple se recomienda que tengan $\ell / r \leq 0,5 \cdot K \cdot L / r$.

18.3.9.1 Factor de reducción χ

Este factor, que será siempre no mayor de 1,0, se calcula como:

$$\lambda_0 \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\lambda_0 > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

El índice de esbeltez reducido, λ_0 , se calcula como:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_c}}$$

Siendo N_c la fuerza axial de pandeo elástico, calculada de acuerdo con el Apéndice Y (que no se reproduce en este documento).

18.3.10 Barras prismáticas sometidas a flexión

En esta norma se consideran las siguientes condiciones o casos:

- Secciones I o H bisimétricas con flexión simple en uno de esos ejes
- Secciones en I o H unisimétricas con flexión simple en el plano de simetría (en el eje fuerte). **Tricalc** no tiene este tipo de perfiles en su base de datos.
- Secciones en T (o dos L yuxtapuestas o separadas por una chapa intermedia formando una T) con flexión simple en el eje fuerte (perpendicular al alma)
- Secciones en U con flexión simple en uno de los ejes principales
- Secciones en cajón o tubos estructurales rectangulares (RHSS), bisimétricas, con flexión simple en uno de esos ejes
- Secciones circulares o rectangulares macizas flectando en un eje principal de inercia
- Secciones tubulares circulares con flexión simple

El programa adapta los criterios de este apartado para aplicarlos a los casos no contemplados.

Debe cumplirse que:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

El momento resistente de cálculo se determina de acuerdo con los Anexos G y H, no reproducidos en este documento, teniendo en cuenta las especificaciones indicadas a continuación.

Deben considerarse los siguientes Estados Límite Últimos:

- Pandeo lateral torsional (FLT)
- Pandeo local del ala comprimida (FLM)
- Pandeo local del alma (FLA)
- Pandeo local en patas de secciones en L y en tubos estructurales
- Fluencia del ala traccionada.

La comprobación de los casos FLT, FLA y FLM es opcional en el programa de acuerdo con las opciones definidas por el usuario, como indica la siguiente figura.

El momento resistente no puede superar $1,50 \cdot W \cdot f_y / \gamma_{af}$, siendo W el módulo resistente elástico mínimo en el eje considerado.

18.3.10.1 Factor C_b para gráficas de momentos no uniformes

Se establece el factor C_b para considerar gráficas de momentos no uniformes, es decir, cuando existen cargas transversales. Su valor, para un determinado eje de flexión es:

■ En general

$$C_b = (12,5 \cdot M_{\max}) / (2,5 \cdot M_{\max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C) \cdot R_m \leq 3$$

■ En voladizos

$$C_b = 1,0$$

Siendo

C_b	Factor modificador por pandeo lateral-torsional para gráficas de momentos no uniformes.
$M_{\max}$	Máximo momento entre apoyos, en valor absoluto
M_A	Momento a $1/4$ de la luz entre apoyos, en valor absoluto
M_B	Momento a $1/2$ de la luz entre apoyos, en valor absoluto
M_C	Momento a $3/4$ de la luz entre apoyos, en valor absoluto
R_m	Parámetro de unisimetría de la sección = $0,5 + 2 \cdot (I_{y,c} / I_y)^2$ flexión en el eje no simétrico con momentos de ambos signos = 1 en el resto de casos
$I_{y,c}$	Inercia del ala comprimida respecto al eje de simetría. Será la menor de ambas alas si ambas están comprimidas.

I_y Inercia de la sección completa respecto al eje de simetría

18.3.11 Barras prismáticas sometidas a cortante

Debe cumplirse que:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

El cortante resistente de cálculo, considerando los Estados Límite Últimos de fluencia y pandeo por cortante, se calcula como se indica en los apartados siguientes

18.3.11.1 Secciones en I, H o U con flexión en el plano del alma (eje fuerte)

$$\blacksquare \lambda \leq \lambda_p$$

$$V_{Rd} = V_{p\ell} / \gamma_{a1}$$

$$\blacksquare \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$V_{Rd} = (\lambda_p / \lambda) \cdot V_{p\ell} / \gamma_{a1}$$

$$\blacksquare \lambda > \lambda_r$$

$$V_{Rd} = 1,24 \cdot (\lambda_p / \lambda)^2 \cdot V_{p\ell} / \gamma_{a1}$$

Siendo

$$\lambda = h / t_w$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$$

$$V_{p\ell} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y$$

$$A_w = d \cdot t_w$$

El valor de k_v se obtiene como:

- Almas sin rigidizadores transversales o con rigidizadores transversales que cumplan que $a/h > 3$ o $a/h > (260 \cdot t_w / h)^2$:

$$k_v = 5$$

- Resto de casos

$$k_v = 5 + 5 \cdot (h / a)^2$$

λ esbeltez del alma.

h secciones laminadas: distancia interior entre alas descontando radios de acuerdo

secciones armadas soldadas: distancia interior entre alas

secciones armadas atornilladas: distancia entre líneas de tornillos

secciones en T: altura total de la sección

t_w espesor del alma

a distancia entre ejes de rigidizadores transversales

d altura total de la sección

$V_{p\ell}$ resistencia a cortante por fluencia

A_w Área efectiva de cortante

Si hay rigidizadores transversales, éstos cumplirán:

- La relación altura / espesor, será no mayor de $0,56 \cdot (Y / f_y)^{0,5}$
- La inercia, I_{st} , de una pareja de rigidizadores respecto al centro del alma, o de un rigidizador respecto a la cara del alma en contacto, será:

$$I_{st} \geq a \cdot t_w^3 \cdot j$$

$$j = 2,5 \cdot (h / a)^2 - 2 \geq 0,5$$

18.3.11.2 Secciones en cajón y tubos estructurales rectangulares

Se opera igual que en el caso de una sección en I pero considerando $k_v = 5$ y teniendo en cuenta que hay 2 almas.

18.3.11.3 Secciones en T flectadas en el plano del alma

Se opera igual que en el caso de secciones en I pero considerando $k_v = 1,2$ y debiéndose cumplir que $d / t_w \leq 260$.

18.3.11.4 Secciones formadas por 2 L en forma de T flectadas en el plano de simetría

Se opera igual que en secciones en I pero considerando $k_v = 1,2$; debiéndose cumplir que $d / t_w \leq 260$ y con

$$A_w = 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

18.3.11.5 Secciones en I, H o U con flexión en el eje débil

Se opera igual que en el caso de flexión en el eje fuerte pero considerando

$$A_w = 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

$$h / t_w = b / t_f$$

$$k_v = 1,2$$

$$b = 0,5 \cdot b_f \text{ para alas de secciones en I o H (la mitad del ancho total de la H)}$$

$$= b_f \text{ para alas de secciones en U (el ancho total de la sección)}$$

18.3.11.6 Secciones tubulares circulares

En este caso:

$$V_{Rd} = 0,5 \cdot \tau_{cr} \cdot A_g / \gamma_{a1}$$

Siendo τ_{cr} el mayor entre los dos siguientes valores (pero con $\tau_{cr} \leq 0,6 \cdot f_y$):

$$\tau_{cr} = 1,60 \cdot E \cdot \sqrt{\frac{D}{L_v}} \left(\frac{t}{D} \right)^{\frac{5}{4}}$$

$$\tau_{cr} = 0,78 \cdot Y \cdot (t / D)^{3/2}$$

Siendo

A_g área bruta de la sección

D diámetro exterior del tubo

L_v distancia entre el valor máximo del cortante y el cortante nulo

t espesor de cálculo

18.3.12 Barras prismáticas sometidas a esfuerzos combinados

Este apartado cubre el caso de secciones sometidos a axil, flexión en uno o dos ejes, cortante y torsión combinados.

18.3.12.1 Barras sometidas a axil, flexión y cortante

Este apartado cubre el caso de compresión o tracción conjuntamente con flexión en ambos ejes:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \Rightarrow \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \Rightarrow \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1$$

Siendo

N_{Rd} axil resistente de cálculo de acuerdo con el apartado correspondiente;

$M_{x,Rd}$ y $M_{y,Rd}$ momentos flectores resistentes de cálculo en cada eje de acuerdo con el apartado correspondiente.

18.3.13 Barras sometidas a torsión, axil, flexión y cortante

18.3.13.1 Secciones tubulares circulares y rectangulares sometidas sólo a torsión

Para el Estado Límite Último de fluencia o pandeo por torsión se cumplirá:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd}$$

Para tubos circulares, CSHS, el torsor resistente será mayor de

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} 1,23 \cdot W_T \cdot E \cdot \sqrt{\frac{D}{L}} \left(\frac{t}{D} \right)^{5/4} \leq \frac{0,60 \cdot W_T \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} 0,60 \cdot W_T \cdot E \cdot \left(\frac{t}{D} \right)^{3/2} \leq \frac{0,60 \cdot W_T \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

Siendo

$W_T = 0,5 \cdot \pi \cdot (D - t)^2 \cdot t$; módulo resistente a torsión

L longitud de la barra

Para tubos rectangulares, RSHS, el torsor resistente será

$$\frac{h}{t} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow T_{Rd} = \frac{0,60 \cdot W_T \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 3,07 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow T_{Rd} = \frac{0,60 \cdot f_y \cdot 2,45 \cdot t}{\gamma_{a1} \cdot h} \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$3,07 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 260 \Rightarrow T_{Rd} = 0,46 \cdot \pi^2 \cdot W_T \cdot E \cdot \left(\frac{t}{h} \right)^2 \quad (H3-5)$$

Siendo

$W_T = 2 \cdot (B - t) \cdot (H - t) \cdot t - 4,5 \cdot (4 - \pi) \cdot t^3$; módulo resistente a torsión

B, H dimensiones exteriores del tubo

h ancho plano mayor de ambos lados

t espesor

18.3.13.2 Secciones tubulares circulares y rectangulares sometidas sólo a torsión, axil, cortante y flexión biaxial

Cuando $T_{Sd} \leq 0,20 \cdot T_{Rd}$, puede despreciarse la torsión y utilizar el apartado correspondiente a axil, flexión y cortante. De lo contrario, se cumplirá:

$$N_{Sd} / N_{Rd} + M_{Sd} / M_{Rd} + (V_{Sd} / V_{Rd} + T_{Sd} / T_{Rd})^2 \leq 1$$

Siendo

N_{Rd} axil resistente de cálculo, de acuerdo con 5.2 o 5.3;

M_{Rd} momento flector de cálculo de acuerdo con 5.4.2;

V_{Rd} cortante resistente de cálculo de acuerdo con 5.4.3;

T_{Rd} torsor resistente de cálculo de acuerdo con 5.5.2.1

18.3.13.3 Secciones de cualquier tipo sometidas a torsión, axil, cortante y flexión biaxial

Se realiza una comprobación tensional en base a la resistencia de materiales, con:

- Para el Estado Límite Último de fluencia respecto a las tensiones normales:

$$\sigma_{Sd} \leq f_y / \gamma_{a1}$$

- Para el Estado Límite Último de fluencia respecto a las tensiones tangenciales

$$\tau_{Sd} \leq 0,60 \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

- Para el Estado Límite Último de inestabilidad o pandeo respecto a las tensiones normales

$$\sigma_{Sd} \leq \chi \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

- Para el Estado Límite Último de inestabilidad o pandeo respecto a las tensiones tangenciales

$$\tau_{Sd} \leq 0,60 \cdot \chi \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

Siendo

χ factor reductor por compresión, calculado a partir de λ_0 :

$\lambda_0 = (f_y / \sigma_y)^{0,5}$ para tensiones normales

$= (0,60 \cdot f_y / \tau_y)^{0,5}$ para tensiones tangenciales

σ_y tensión elástica crítica normal

τ_y tensión elástica crítica tangencial

18.3.14 Deformaciones máximas admisibles

El responsable del proyecto establecerá con qué combinaciones de cargas y si se tendrá en cuenta o no la carga permanente, se comparará la máxima flecha admisible establecida en la tabla C.1.

Tabla C.1 – Deformaciones máximas

Caso	δ
Correas para cerramientos ^(a)	
Vertical	L / 180
Perpendicular a fachada	L / 120
Correas en cubierta ^(a)	

Sentido gravitatorio	L / 180
Sentido contrario	L / 120
Vigas en cubiertas ^(b)	L / 250
Vigas de piso ^(b)	L / 350
Vigas que apean pilares ^(b)	L / 500
Vigas carril de puentes grúa®	
Flecha vertical para puentes grúa de < 200 kN de capacidad	L / 600
Flecha vertical para puentes grúa de ≥ 200 kN de capacidad	L / 800
Flecha vertical para puentes grúa siderúrgicos de ≥ 200 kN de capacidad	L / 1000
Flecha horizontal (salvo p.g. siderúrgicos)	L / 400
Flecha horizontal en p.g. siderúrgicos	L / 600
Naves industriales de una planta	
Desplazamiento horizontal de los pilares	H / 300
Desplazamiento horizontal de los apoyos de puentes grúa	H / 400
Edificios de más de dos plantas: desplazamiento horizontal	
Total del edificio	H / 400
De una planta (descontando movimiento de cuerpo rígido)	h / 500

^(a)Combinaciones raras de las sobrecargas

^(b)Si hay tabiques encima o debajo de la viga solidarizados con ella, tampoco debe exceder de 15 mm.

^(c)Combinaciones raras

L	longitud del vano o doble de la longitud del voladizo
H	altura total del pilar (de todas las plantas)
h	altura de la planta

En el programa puede establecerse la flecha máxima admisible de las sobrecargas en combinación rara y la flecha máxima admisible de la carga total en combinación cuasi permanente.

18.4 ABNT NBR 14762:2010: Dimensionamiento de estructuras de acero constituidas por perfiles conformados en frío

18.4.1 Introducción

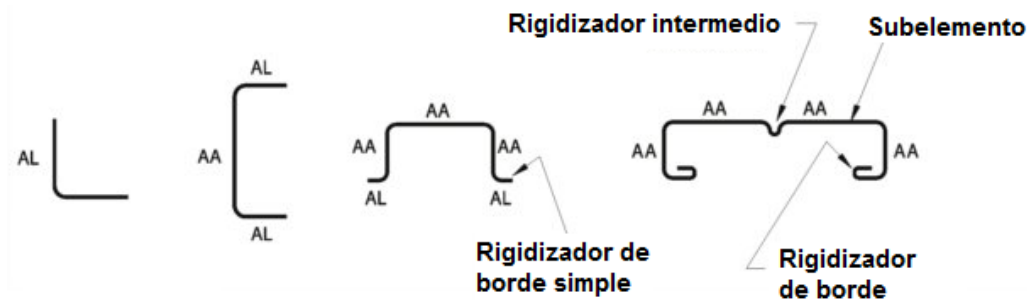
Tricalc incorpora gran parte de las especificaciones que la ABNT NBR 14762:2010 contempla para el diseño de estructuras de acero constituidas por perfiles conformados en frío. Es importante leer detalladamente la implementación de la ABNT NBR 14762:2010 que **Tricalc** adopta, de modo a que el usuario pueda

complementar, los cálculos obtenidos con el programa, con otros cálculos suplementarios realizados por su iniciativa, una vez que el programa no los efectúa.

El sistema de ejes de esta norma, así como su nomenclatura, es diferente del utilizado en **Tricalc** y en otras normativas.

18.4.2 Campo de aplicación

Esta norma se basa en la teoría de Estados Límite, y cubre el estudio de los perfiles de acero al carbono o de baja aleación conformados en frío, con uniones atornilladas o soldadas para edificios.



En **Tricalc** sólo se considera el caso de secciones abiertas en U, C, L, Z, Ω y 2C o 2U con las almas en contacto. No se contemplan por tanto rigidizadores intermedios ni rigidizadores de borde que no sean simples.

18.4.3 Materiales

Se permiten aceros para uso estructural con $f_u \geq 1,08 \cdot f_y$ y alargamiento en rotura no menor del 10%.

Las propiedades mecánicas de estos aceros serán:

- Módulo de elasticidad $Y = E_a = 200.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson $\nu_a = 0,3$
- Módulo de elasticidad transversal $G = 77.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de dilatación térmica $\beta_a = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Masa específica $\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Tabla 1 – Chapas finas de acero estructural de la norma brasileña (extracto)

Norma	Tipo	Designación	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ABNT NBR 6649 / 6650	Acero al carbono Laminado en frío / caliente	CF-26	260	400 / 410
		CF-28	280	440
		CF-30	--- / 300	--- / 490
ABNT NBR 5004	Acero de baja aleación y alta resistencia mecánica	F-32/Q-32	310	410
		F-35/Q-35	340	450
		Q-40	380	480
		Q-42	410	520
		Q-45	450	550
ABNT NBR 7008	Chapas y bobinas	ZAR 250	250	360

ABNT NBR 7013	Acero galvanizado	ZAR 280	280	380
ABNT NBR 14964		ZAR 320	320	390
		ZAR 345	345	430
		ZAR 400	400	450

18.4.4 Cargas

Véase el apartado del mismo nombre de la norma NBR 8800:2008, ya que es idéntico en ambas normas.

18.4.5 Resistencia

El valor característico de la resistencia del acero, f_k , corresponde al cuantil 5%. Puede ser sustituido por el valor nominal cuando proviene de una norma de producto.

El valor de cálculo de la resistencia del acero se define como

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

Para las combinaciones de Estado Límite Último, el valor de γ_m , o simplemente γ , se define a lo largo de esta norma.

En el caso de las combinaciones de Estado Límite de Servicio, $\gamma_m = \gamma = 1,0$.

18.4.5.1 Límite de fluencia y su aumento por el conformado en frío

Como límite elástico o de fluencia puede utilizarse:

- El valor de f_y del acero virgen, que siempre puede utilizarse
- El valor modificado f_{ya} por el conformado, de acuerdo con el Anexo B.

El programa siempre utiliza el límite elástico del acero virgen, f_y , que se fija en las opciones del programa.

18.4.6 Estabilidad y análisis estructural

Esta norma remite a la ABNT NBR 8800:2008, por lo que se remite el apartado del mismo nombre de dicha norma en este Manual de Normativas.

18.4.7 Métodos para el dimensionamiento de las barras

En esta norma se permiten los siguientes métodos:

- Método del ancho efectivo (MLE)
 - La sección eficaz se calcula en base a anchos reducidos de sus elementos
 - La distorsión se calcula según los apartados 9.7.3 y 9.8.2.3
- Método de la sección efectiva (MSE)
 - La sección efectiva es calculada directamente
 - La distorsión se calcula según los apartados 9.7.3 y 9.8.2.3
- Método de resistencia directa (MRD)
 - En base a la sección bruta y análisis general de estabilidad elástica que tenga en cuenta todos los posibles modos de pandeo (de acuerdo con el Anexo C)

También se permite el análisis mediante ensayos conforme a la sección 11 de la norma.

En **Tricalc** se utiliza el método del ancho efectivo, MLE, en consonancia con el método de la norma europea EN 1993-1-3 y con el método adoptado en el programa para la norma estadounidense AISI S100-07.

18.4.8 Condiciones específicas para el dimensionamiento de barras

18.4.8.1 Condiciones generales

Los valores máximos de la relación ancho / espesor, sin considerar rigidizadores intermedios son los siguientes:

- Elemento comprimido rigidizado (AA) unido en un extremo a un ala o alma y en el otro a un labio con $l_s < l_a$:
 $b / t \leq 60$; se recomienda $b / t \leq 30$
- Elemento comprimido rigidizado (AA) unido en un extremo a un ala o alma y en el otro a un labio u otro elemento AL con $l_s \geq l_a$:
 $b / t \leq 90$
- Alma no reforzada de sección en U (AA) sometida a compresión uniforme
 $b / t \leq 90$
- Elemento comprimido rigidizado (AA) unido a dos elementos no rigidizados (AL)
 $b / t \leq 500$; se recomienda $b / t \leq 250$
- Elemento comprimido no rigidizado (AL):
 $b / t \leq 60$; se recomienda $b / t \leq 30$
- Alma no reforzada de sección no en U (AA)
 $b / t \leq 200$

Si alguna de estas condiciones no se cumple, el programa lo indica con el correspondiente error de comprobación.

18.4.8.2 Pandeo local

Esta apartado determina la sección eficaz o efectiva de la barra mediante el método MLE, de forma que no se produzca el pandeo local de los elementos constitutivos de la sección. Sólo se considera el caso de resistencia (Estados Límite Últimos).

18.4.8.2.1 Ancho efectivo de elementos AA o AL

- Elementos AA; elementos AL con ambos extremos comprimidos ($\psi \geq 0$)
 $\lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b$
 $\lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = b \cdot (1 - 0,22 / \lambda_p) / \lambda_p$
- Elementos AL con solo un extremo comprimido ($\psi < 0$)
 $\lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b_c$
 $\lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = b_c \cdot (1 - 0,22 / \lambda_p) / \lambda_p$

Siendo

$$\lambda_p = (\sigma / \sigma_{cr})^{0,5}$$

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

b	ancho del elemento
b _c	ancho de la región comprimida del elemento, calculada con la sección efectiva
λ _p	esbeltez reducida del elemento
σ _{cr}	tensión convencional de pandeo del elemento
t	espesor del elemento
k	coeficiente de pandeo local del elemento (ver tablas 5 y 6)

ν	coeficiente de Poisson
σ	tensión normal de compresión

Para el cálculo de σ , se tiene:

- Para el Estado Límite Último de fluencia

Para cada elemento parcial o totalmente comprimido, σ es la máxima tensión de compresión del elemento calculada con la sección eficaz cuando se alcanza la tensión de fluencia en cualquier punto de la sección. Requiere un cálculo iterativo

- Para el Estado Límite Último de inestabilidad (pandeo)

$\sigma = \chi \cdot f_y$ en el caso compresión simple (pandeo por compresión)

$\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y$ en el caso de flexión simple (pandeo lateral torsional)

$\sigma = f_y$ estará del lado de la seguridad, que es el valor adoptado por el programa.

Tabla 5 – Ancho efectivo y valor de k en elementos AA

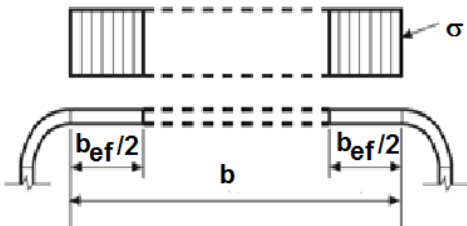
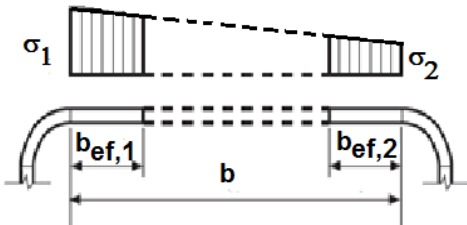
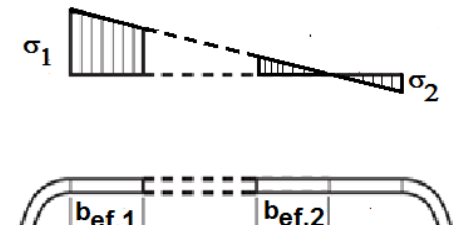
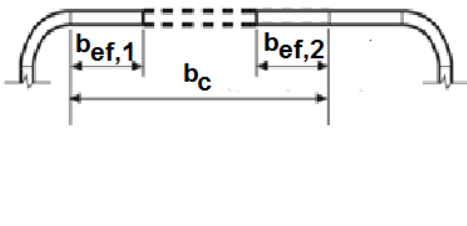
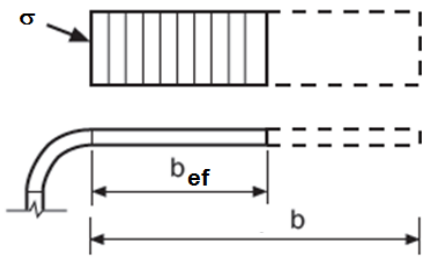
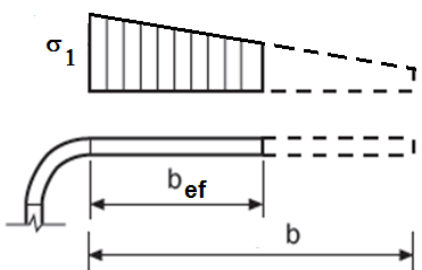
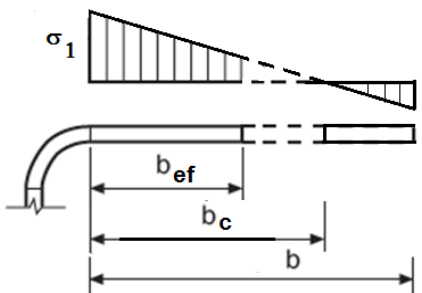
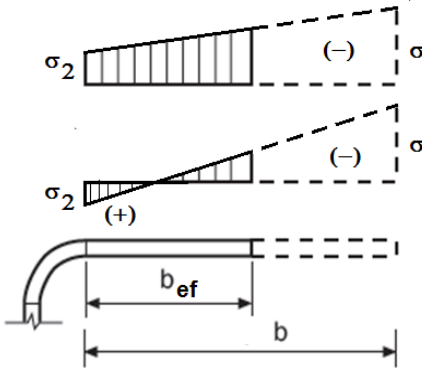
Caso	Descripción	k y b_{ef}
a		$\psi = 1$ $k = 4$
b		$0 \leq \psi < 1$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2 \cdot (1 - \psi) + 2 \cdot (1 - \psi)^3$
c		$-0.236 < \psi < 0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2 \cdot (1 - \psi) + 2 \cdot (1 - \psi)^3$
d		$-\infty < \psi \leq -0.236$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi) \leq 0,5 \cdot b_{ef}$ $b_{ef,2} = 0,5 \cdot b_{ef}$ $k = 4 + 2 \cdot (1 - \psi) + 2 \cdot (1 - \psi)^3$

Tabla 6 – Ancho efectivo y valor de k en elementos AL

Caso	Descripción	k y b_{ef}
a		$\psi = 1$ $k = 0,43$
b		$0 \leq \psi < 1$ $k = 0,578 / (\psi + 0,34)$
c		$-1 \leq \psi < 0$ $k = 1,7 - 5 \cdot \psi + 17,1 \cdot \psi^2$
d		$-1 \leq \psi < 0$ $k = 0,57 - 0,21 \cdot \psi + 0,07 \cdot \psi^2$

El valor de ψ se define como

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1; \text{ con } \sigma_1 \leq \sigma_2; \sigma < 0 \text{ para compresión}$$

Por tanto, estará en el rango entre +1 y $-\infty$. Como sólo interean los elementos con al menos un extremo comprimido, se cumple siempre que $0 > \sigma_1$.

18.4.8.2.2 Ancho efectivo en elementos uniformemente comprimidos con labio simple

Se trata de un caso particular del caso a de la tabla 5.

■ Si $\lambda_{p0} \leq 0,673$

$I_a = 0$ (no se necesita rigidizador de labio)

$b_{ef} = b$

$b_{ef,1} = b_{ef,2} = b_{ef} / 2$

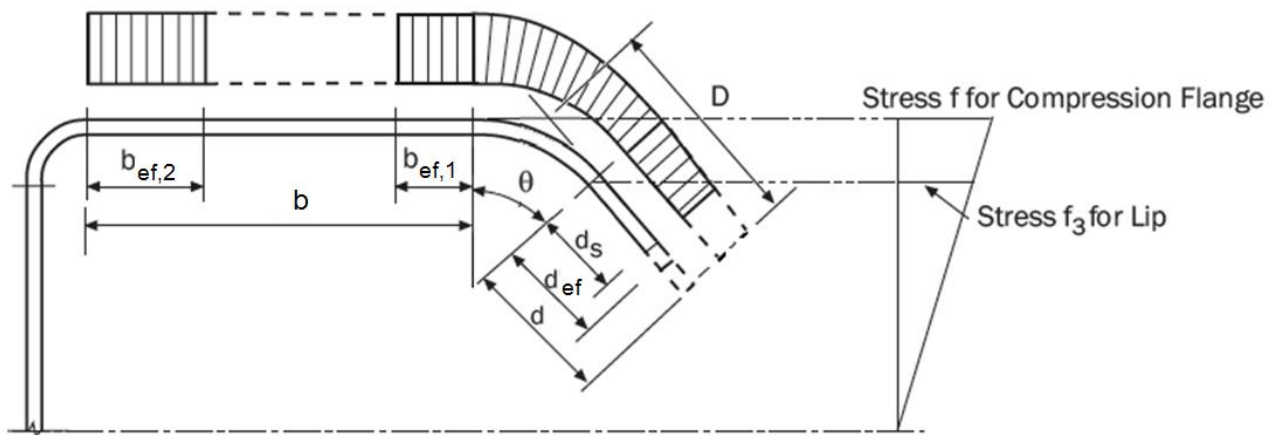
$d_s = d_{ef}$

■ Si $\lambda_{p0} > 0,673$

$b_{ef,1} = 0,5 \cdot b_{ef} \cdot (I_s / I_a) \leq 0,5 \cdot b_{ef}$

$b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$

$d_s = d_{ef} \cdot (I_s / I_a) \leq d_{ef}$



Siendo

$$\lambda_{p0} = \frac{b}{0,623t} \sqrt{\frac{\sigma}{E}}$$

$$I_s = d^3 \cdot t \cdot \sin^2 \theta / 12$$

$$I_a = 399 \cdot t^4 \cdot [0,487 \cdot \lambda_{p0} - 0,328]^3 \leq t^4 \cdot [56 \cdot \lambda_{p0} + 5]$$

σ tensión normal, definida en 9.2.2.1

b ancho plano del elemento

$b_{ef,1}, b_{ef,2}$ las dos partes en que se divide el ancho efectivo, b_{ef}

t espesor del elemento

d_s ancho efectivo reducido del rigidizador, utilizado en el cálculo de la sección eficaz

d_{ef} ancho efectivo auxiliar del rigidizador, calculado según 9.2.2.1.

θ ángulo del rigidizador con el elemento, con $40^\circ \leq \theta \leq 140^\circ$

I_a momento de inercia del rigidizador necesario para considerar el elemento como rigidizado (¿respecto a un eje paralelo al elemento por el baricentro del rigidizador?)

I_s momento de inercia de todo el rigidizador (sin considerar la zona curva), respecto a un eje paralelo al elemento a rigidizar por el baricentro del rigidizador

b_{ef} ancho efectivo del elemento según 9.2.2.1 con el siguiente valor de k :

$$D/b \leq 0,25 \quad \rightarrow k = 3,57 \cdot (I_s / I_a)^n + 0,43 \leq 4; \text{tomando } (I_s / I_a) \leq 1$$

$$0,25 < D/b \leq 0,8 \quad \rightarrow k = (4,82 - 5 \cdot D/b) \cdot (I_s / I_a)^n + 0,43 \leq 4; \text{tomando } (I_s / I_a) \leq 1$$

$$n = 0,582 - 0,122 \cdot \lambda_{p0} \geq 1 / 3$$

Podría decirse por tanto que si $D > 0,8 \cdot b$, el labio pasa a ser un elemento no rigidizado (AL).

18.4.8.2.3 Rigidizadores transversales

El programa no considera la posibilidad de rigidizadores transversales (perpendiculares a la directriz de la barra) en secciones conformadas en frío.

18.4.8.3 Barras traccionadas

Se debe cumplir que

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

La resistencia a tracción debe ser la menor entre los Estados Límite Últimos de fluencia de la sección bruta y rotura de la sección neta (tanto en zonas de unión como no).

- Fluencia de la sección bruta

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_y / \gamma$$

$$\gamma = 1,10$$

- Rotura de la sección neta fuera de las zonas de unión

$$N_{t,Rd} = A_{n0} \cdot f_u / \gamma$$

$$\gamma = 1,35$$

- Rotura de la sección neta en las zonas de unión (esta comprobación no es realizada por el programa)

$$N_{t,Rd} = C_t \cdot A_n \cdot f_u / \gamma$$

$$\gamma = 1,65$$

Siendo

A	área de la sección bruta
A _{n0}	área neta de la sección fuera de las zonas de unión (descontando agujeros y recortes no asociados a uniones). En el programa se considera igual al área de la sección bruta.
A _n	área neta de la sección en las zonas de unión, descontando agujeros (con formulación especial para agujeros al tresbolillo), recortes, o las partes que no transmitan tracción a la unión
C _t	coeficiente reductor del área neta

Se recomienda que la esbeltez de las piezas traccionadas sea

$$L / r \leq 300$$

18.4.8.3.1 Barras comprimidas

Se debe cumplir que

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

Se recomienda que la esbeltez de piezas comprimidas cumpla que

$$K \cdot L / r \leq 200$$

18.4.8.3.2 Pandeo por flexión, torsión y flexotorsión

En este caso

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A_{ef} \cdot f_y / \gamma$$

$$\gamma = 1,20$$

Siendo

$$\lambda_0 \leq 1,5 \Rightarrow \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\lambda_0 > 1,5 \Rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\lambda_0 = (A \cdot f_y / N_e)^{0,5}$$

N_e mínimo entre las tensiones elásticas de pandeo por flexión, por torsión y por flexo-torsión, según los apartados 9.7.2.1 a 9.7.2.3 de esta norma (que no se reproducen en este documento);

A área bruta de la sección;

A_{ef} área efectiva, calculada según el método MLE, con $\sigma = \chi \cdot f_y$;
En **Tricalc**, A_{ef} se calcula para la tensión f_y , lo que está del lado de la seguridad

18.4.8.3 Pandeo por distorsión (alabeo)

Para secciones abiertas sometidas a alabeo, $N_{c,Rd}$ será:

$$N_{c,Rd} = \chi_{dist} \cdot A \cdot f_y / \gamma$$

$$\gamma = 1,20$$

Siendo

$$\lambda_{dist} \leq 0,561 \quad \rightarrow \chi_{dist} = 1$$

$$\lambda_{dist} > 0,561 \quad \rightarrow \chi_{dist} = (1 - 0,25 / \lambda_{dist}^{1,2}) / \lambda_{dist}^{1,2}$$

$$\lambda_{dist} = (A \cdot f_y / N_{dist})^{0,5}$$

χ_{dist} factor reductor de la resistencia a compresión por alabeo

A área bruta de la sección

λ_{dist} índice de esbeltez reducida asociado al alabeo

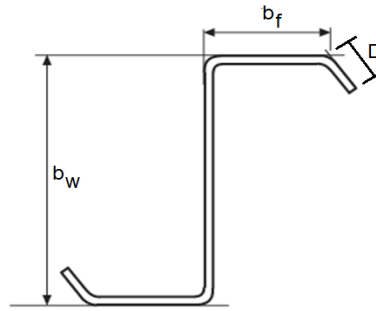
N_{dist} axil de pandeo elástico por alabeo.

Dado que la norma no define cómo obtener el valor de N_{dist} , el programa no realiza esta comprobación, salvo en los casos indicados a continuación.

Para secciones en C o Z (alas iguales con rigidizadores de labio simple), si la relación D/b_w es mayor o igual de la indicada en la tabla 11, no es necesario considerar el alabeo. Esta comprobación sí es realizada por el programa, considerándose que, si no se cumple, la pieza falla por alabeo.

Tabla 11 – Valor mínimo de D/b_w para no considerar alabeo en secciones C o Z

250	200	125	100	50
0,02	0,03	0,04	0,04	0,08
0,03	0,04	0,06	0,06	0,15
0,05	0,06	0,08	0,10	0,22
0,06	0,07	0,10	0,12	0,27
0,06	0,07	0,12	0,15	0,27
0,06	0,08	0,12	0,15	0,27
0,07	0,08	0,12	0,15	0,27
0,07	0,08	0,12	0,15	0,27
0,07	0,08	0,12	0,15	0,27



Para secciones C o Z rigidizadas con labio simple, el programa calcula el factor reductor del esfuerzo resistente por pandeo distorsional, χ_{dist} , en base a la publicación “MALITE, Maximiliano; GROSSI, Luiz Gustavo Fernandes, Procedimiento simplificado para cálculo do momento fletor resistente de instabilidade distorsional em perfis U e Z enrijecidos, Volume 2, Revista da Estrutura de Aço – CBCA, 2013”.

$$\chi_{dist} = -0,098 \cdot \alpha^3 + 0,536 \cdot \alpha^2 - 1,056 \cdot \alpha + 1,1 \leq 1,0$$

$$\alpha = 0,001 \cdot (b_f / t)^{1,1} \cdot (b_w / D)^{0,8} \cdot (f_y / 300), \text{ con } f_y \text{ en MPa}$$

Este procedimiento es válido si se cumplen todas las condiciones siguientes:

$$0,075 \leq D/b_w \leq 0,25$$

$$0,20 \leq b_f/b_w \leq 0,75$$

$$30 \leq b_w/t \leq 200$$

$$250 \text{ MPa} \leq f_y \leq 350 \text{ MPa}$$

De esta forma, es posible calcular $N_{c,Rd}$ con las expresiones de la norma ya indicadas.

Nota: En caso de que se aplique la tabla 11 y la expresión simplificada de χ_{dist} , el programa toma como factor de aprovechamiento de esta comprobación, el más favorable de ambos casos.

18.4.8.3.4 Barras sometidas a flexión simple

Para barras sometidas a momento flector y esfuerzo cortante. Se debe cumplir:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

El valor del momento resistente de cálculo, M_{Rd} , será el menor de los indicados en los apartados siguientes.

- Inicio de fluencia de la sección efectiva. En este caso

$$M_{Rd} = W_{ef} \cdot f_y / \gamma$$

$$\gamma = 1,10$$

W_{ef} es el módulo resistente de la sección eficaz referido a la fibra extrema que primero alcanza el límite de fluencia. Se calcula de acuerdo con MLE (método de los anchos efectivos), con $\sigma = f_y$ en la fibra extrema

- Pandeo lateral con torsión, FLT. En este caso

$$M_{Rd} = \chi_{FLT} \cdot W_{c,ef} \cdot f_y / \gamma$$

$$\gamma = 1,10$$

Siendo

$W_{c,ef}$ módulo resistente de la sección eficaz referido a la fibra extrema comprimida, calculada según MLE (método de los anchos efectivos) con $\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y$ en la fibra extrema

χ_{FLT} coeficiente reductor del momento resistente por pandeo lateral con torsión

χ_{FLT} se calcula como:

$$\begin{aligned} \lambda_0 \leq 0,6 & \rightarrow \chi_{FLT} = 1 \\ 0,6 < \lambda_0 < 1,336 & \rightarrow \chi_{FLT} = 1,11 \cdot (1 - 0,270 \cdot \lambda_0^2) \\ \lambda_0 \geq 1,336 & \rightarrow \chi_{FLT} = 1 / \lambda_0^2 \\ \lambda_0 &= (W_c \cdot f_y / M_e)^{0,5} \end{aligned}$$

Siendo

W_c módulo resistente elástico de la sección bruta referido a la fibra extrema comprimida

M_e momento flector de pandeo lateral con torsión en régimen elástico, calculado según establece la norma (no reproducido en este documento)

18.4.8.3.5 Pandeo por distorsión (alabeo)

Para secciones abiertas sometidas a alabeo, M_{Rd} será:

$$M_{Rd} = \chi_{dist} \cdot W \cdot f_y / \gamma$$

$$\gamma = 1,10$$

Siendo

$$\begin{aligned} \lambda_{dist} \leq 0,673 & \rightarrow \chi_{dist} = 1 \\ \lambda_{dist} > 0,673 & \rightarrow \chi_{dist} = (1 - 0,22 / \lambda_{dist}) / \lambda_{dist} \\ \lambda_{dist} &= (W \cdot f_y / M_{dist})^{0,5} \end{aligned}$$

χ_{dist} factor reductor de la resistencia a flexión por alabeo

W módulo resistente elástico de la sección bruta

λ_{dist} índice de esbeltez reducida asociado al alabeo

M_{dist} momento flector de pandeo elástico por alabeo

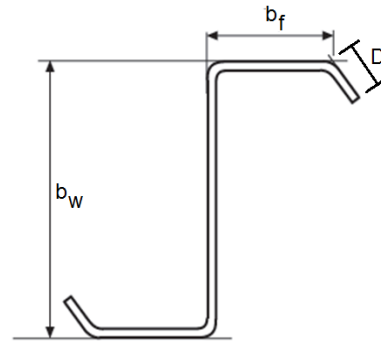
Dado que la norma no define cómo obtener el valor de M_{dist} , el programa no realiza esta comprobación, salvo en los casos indicados a continuación.

Para secciones en C o Z (alas iguales con rigidizadores de labio simple), si la relación D/b_w es mayor o igual de la indicada en la tabla 14, no es necesario considerar el alabeo por flexión. El programa sí realiza esta comprobación, que si no se cumple, se asume que la sección falla por alabeo.

Tabla 14 – Valor mínimo de D/b_w para no considerar alabeo en secciones C o Z

	b_w / t				
b_f / b_w	250	200	125	100	50
0,4	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25

0,6	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,8	0,05	0,06	0,09	0,12	0,22
1,0	0,05	0,06	0,09	0,11	0,22
1,2	0,05	0,06	0,09	0,11	0,20
1,4	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,6	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,8	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19
2,0	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19



Para secciones C o Z rigidizadas con labio simple, el programa calcula el factor reductor del esfuerzo resistente por pandeo distorsional, χ_{dist} , en base a la publicación “MALITE, Maximiliano; GROSSI, Luiz Gustavo Fernandes, Procedimiento simplificado para cálculo do momento fletor resistente de instabilidade distorsional em perfis U e Z enrijecidos, Volume 2, Revista da Estrutura de Aço – CBCA, 2013”.

$$\chi_{dist} = -0,098 \cdot \alpha^3 + 0,536 \cdot \alpha^2 - 1,056 \cdot \alpha + 1,1 \leq 1,0$$

$$\alpha = 0,001 \cdot (b_f / t)^{1,1} \cdot (b_w / D)^{0,8} \cdot (f_y / 300), \text{ con } f_y \text{ en MPa}$$

Este procedimiento es válido si se cumplen todas las condiciones siguientes:

$$0,075 \leq D/b_w \leq 0,25$$

$$0,20 \leq b_f/b_w \leq 0,75$$

$$30 \leq b_w/t \leq 200$$

$$250 \text{ MPa} \leq f_y \leq 350 \text{ MPa}$$

De esta forma, es posible calcular M_{Rd} con las expresiones de la norma ya indicadas.

Nota: En caso de que se aplique la tabla 14 y la expresión simplificada de χ_{dist} , el programa toma como factor de aprovechamiento de esta comprobación, el más favorable de ambos casos.

Para correas unidas a una chapa por el ala traccionada, existe un método específico en el Anexo F, que no es considerado por el programa.

18.4.8.3.6 Cortante

El cortante resistente, V_{Rd} , se calcula como:

$$h/t \leq 1,08 \cdot (Y \cdot k_v / f_y)^{0,5}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 0,60 \cdot f_y \cdot h \cdot t / \gamma$$

$$1,08 \cdot (Y \cdot k_v / f_y)^{0,5} < h/t \leq 1,40 \cdot (Y \cdot k_v / f_y)^{0,5}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 0,65 \cdot t^2 \cdot (Y \cdot k_v \cdot f_y)^{0,5} / \gamma$$

$$h/t > 1,40 \cdot (Y \cdot k_v / f_y)^{0,5}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 0,905 \cdot Y \cdot k_v \cdot t^3 / (h \cdot \gamma)$$

$$\gamma = 1,10$$

Siendo

h altura plana del alma medida en el plano del alma

t espesor del alma

k_v factor de pandeo por cortante del alma

Para obtener k_v :

- Almas sin rigidizadores transversales, o con ellos con $a/h > 3$

$$k_v = 5,0$$

- Almas con rigidizadores transversales

$$k_v = 5 + 5 \cdot (h / a)^2$$

Siendo

a distancia libre entre rigidizadores transversales del alma

Para secciones con varias almas, cada una se considera por separado con su cortante correspondiente.

El programa no considera la posibilidad de colocar rigidizadores transversales en secciones abiertas de chapa conformada en frío, por lo que $k_v = 5,0$.

18.4.8.3.7 Flexión y cortante combinados

Para almas sin rigidizadores de cortante, se cumplirá:

$$(M_{Sd} / M_{Rd})^2 + (V_{Sd} / V_{Rd})^2 \leq 1,0$$

Para almas con rigidizadores de cortante, se cumplirá:

$$0,6 \cdot M_{Sd} / M_{Rd} + V_{Sd} / V_{Rd} \leq 1,3$$

Siendo

M_{Rd} momento flector resistente;

V_{Rd} cortante resistente;

18.4.8.3.8 Barras sometidas a flexión compuesta

Se debe cumplir que

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

Siendo

N_{Rd} axil resistentes de tracción o compresión;

$M_{x,Rd}$, $M_{y,Rd}$ momentos resistentes en cada eje;

18.4.8.4 Deformaciones máximas admisibles

Se define la flecha máxima admisible, con valores iguales a los definidos en la norma ABNT NBR 8800:2008.