

MEMORIA DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

Esta es la memoria de cálculo de la estructura para las siguientes normas de España:

- Acciones: CTE DB SE y CTE DB SE-AE
- Sismo: NCSE-94 y NCSE-02
- Hormigón Armado y en Masa: EHE-08
- Acero estructural: CTE DB SE-A
- Cimentaciones: CTE DB SE-C

ÍNDICE.

MEMORIA DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.....	1
INTRODUCCIÓN	4
GEOMETRÍA	4
Sistemas de coordenadas	4
Definición de la geometría	5
Ejes de cálculo.....	5
Barras y tirantes	5
Criterio de signos de los listados de solicitaciones	6
CARGAS	6
Hipótesis de cargas.....	6
Reglas de combinación entre hipótesis	7
Opciones.....	7
Acción del sismo según la Norma NCSE-94 y NCSE-02	8
Análisis Modal Espectral	8
Direcciones de sismo consideradas	8
Modelización y grados de libertad.....	9
Matriz de masa considerada: masa traslacional y masa rotacional	9
Obtención de los valores y vectores propios	9
Obtención de la masa participante de cada modo.....	10
Obtención de la aceleración característica	10
Aceleración rotacional.....	10
Zonas sísmicas	11
Combinación de los diferentes modos de vibración	11
Consideración de los efectos combinados de las direcciones de estudio	11
Centro de masas y centro de rigideces	11
Cálculo de esfuerzos.....	12
SECCIONES.....	12
Definición de las características geométricas y mecánicas de los perfiles	12
Canto H	12
Ancho B.....	12
Área Ax	12
Área Ay	12
Área Az.....	12
Momento de Inercia Ix	13
Momento de Inercia Iy	13
Momento de Inercia Iz.....	13
Módulo Resistente W_t	13
Módulo Resistente Elástico $W_{y,el}$	13
Módulo Resistente Elástico $W_{z,el}$	14
Módulo Resistente Plástico $W_{y,pl}$	14
Módulo Resistente Plástico $W_{z,pl}$	14
Peso P	14
Secciones de inercia variable: cartelas	14
CÁLCULO DE SOLICITACIONES	15
Modelización de muros resistentes	16
Elemento finito utilizado	16
Principios fundamentales del cálculo de esfuerzos.....	18
Teoría de las pequeñas deformaciones: 1º y 2º orden.....	19
Linealidad	19
Superposición	19
Equilibrio	19
Compatibilidad	19
Condiciones de contorno.....	19
Unicidad de las soluciones	19
Desplome e imperfecciones iniciales	19
COMBINACIÓN DE ACCIONES	20
Normativas.....	20

Combinaciones de acciones según EHE-08, EC y CTE	20
Coeficientes de mayoración	20
E.L.U. Situaciones persistentes o transitorias	20
E.L.U. Situaciones accidentales (extraordinarias en CTE)	21
E.L.U. Situaciones sísmicas	22
E.L.S. Estados Límite de Servicio	22
CÁLCULO DEL ARMADO	24
Criterios de armado	24
Estado límite de equilibrio (Artículo 41º)	24
Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (Artículo 42º)	24
Estado límite de inestabilidad (Artículo 43º)	24
Estado límite de agotamiento frente a cortante (Artículo 44º)	24
Estado límite de agotamiento por torsión (Artículo 45º)	24
Estado límite de punzonamiento (Artículo 46º)	25
Estado límite de fisuración (Artículo 49º)	25
Estado límite de deformación (Artículo 50º)	25
Consideraciones sobre el armado de secciones	25
Armadura longitudinal de montaje	25
Armadura longitudinal de refuerzo en vigas	25
Armadura transversal	26
Armadura longitudinal de piel	26
Ménsulas cortas	26
Parámetros de cálculo del armado	26
COMPROBACIÓN DE SECCIONES DE ACERO	26
Criterios de comprobación	26
Tipos de secciones	26
Estado límite último de equilibrio	27
Estabilidad lateral global y pandeo	27
Estado límite último de rotura	28
Resistencia de las secciones	28
Interacción de esfuerzos en secciones	29
Resistencia de las barras	30
Tricalc	30
Estado límite de servicio de deformación	30
Estado límite último de abolladura del alma	30
Estado límite último de pandeo lateral de vigas	31
Caso particular de las secciones de inercia variable: cartelas	31
Estado límite de rotura	31
Estado límite de pandeo	31
Estado límite de deformación	31
Perfiles Conformados	31
Parámetros de comprobación del acero	31
CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN	31
Geometría	31
Cargas	32
Cálculo de la tensión admisible	32
Criterios de cálculo de zapatas aisladas	32
Criterios de cálculo de zapatas con vigas centradoras	32
Criterios de cálculo de zapatas combinadas	32
Cálculo estructural del cimiento	33
Criterios de armado de zapatas simples rígidas y flexibles	33
Comprobación a punzonamiento y cortante	33
Comprobación a flexión	33
Criterios de armado de zapatas tipo M o de hormigón en masa	33
Comprobación de punzonamiento	33
Comprobación a cortante	33
Criterios de armado de zapatas combinadas	33
Parámetros de cálculo del cimiento	34

INTRODUCCIÓN

El cálculo de la estructura ha sido realizado mediante el programa TRICALC de Cálculo Espacial de Estructuras Tridimensionales, versión 7.0, de la empresa ARKTEC, S.A., con domicilio en la calle Cronos, 63 – Edificio Cronos, E28037 de Madrid (ESPAÑA).

GEOMETRÍA

Sistemas de coordenadas

Se utilizan tres tipos de sistemas de coordenadas:

- **SISTEMA GENERAL:** Es el sistema de coordenadas utilizado para situar elementos en el espacio. Está constituido por el origen de coordenadas Og y los ejes Xg , Yg y Zg , formando un triedro. Los ejes Xg y Zg definen el plano horizontal del espacio, y los planos formados por $XgYg$ y $YgZg$ son los verticales.
- **SISTEMA LOCAL:** Es el sistema de coordenadas propio de cada una de las barras de la estructura y depende de su situación y orientación en el espacio. Cada barra tiene un eje de coordenadas local para cada uno de sus nudos i y j , a los que se denominará $[Oli, Xli, Yli, Zli]$ y $[Olj, Xlj, Ylj, Zlj]$, respectivamente. Los ejes locales se definen de la siguiente manera:
 - Ejes Locales en el NUDO i :
 - El origen de coordenadas Oli está situado en el nudo i .
 - El eje Xli se define como el vector de dirección ji .
 - El eje Yli se selecciona perpendicular a los ejes Xli y Zg , de forma que el producto vectorial de Zg con Xli coincida con Yli .
 - El eje Zli se determina por la condición de ortogonalidad que debe cumplir el triedro formado por Xli , Yli y Zli .
 - Ejes Locales en el NUDO j :
 - El origen de coordenadas Olj está situado en el nudo j .
 - El eje Xlj se define como el vector de dirección ij .
 - El eje Ylj se selecciona perpendicular a los ejes Xlj y Zg , de forma que el producto vectorial de Zg con Xlj coincida con Ylj .
 - El eje Zlj se determina por la condición de ortogonalidad que debe cumplir el triedro formado por Xlj , Ylj y Zlj .
- **SISTEMA PRINCIPAL:** Es el sistema de coordenadas que coincide con el sistema de ejes principales de inercia de la sección transversal de una barra. Se obtiene mediante una rotación de valor un ángulo β , entre los ejes Y local e Y principal de su nudo de menor numeración, medido desde el eje Y local en dirección a Z local.

El sistema de coordenadas general $[Og, Xg, Yg, Zg]$ se utiliza para definir las siguientes magnitudes:

- Coordenadas de los nudos.
- Condiciones de sustentación de los nudos en contacto con la cimentación (apoyos, empotramientos, resortes y asientos).
- Cargas continuas, discontinuas, triangulares y puntuales aplicadas en las barras.
- Fuerzas y momentos en los nudos.
- Desplazamientos en los nudos y reacciones de aquellos en contacto con el terreno, obtenidos después del cálculo.

El sistema de coordenadas principal $[Op, Xp, Yp, Zp]$ se utiliza para definir las siguientes magnitudes:

- Cargas de temperaturas, con gradiente térmico a lo largo del eje Yp o Zp de la sección.
- Cargas del tipo momentos flectores y torsores en barras.
- Resultados de sollicitaciones de una barra.
- Gráficas de las sollicitaciones principales.

Definición de la geometría

La estructura se ha definido como una malla tridimensional compuesta por barras y nudos. Se considera barra al elemento que une dos nudos. Las barras son de directriz recta, de sección constante entre sus nudos, y de longitud igual a la distancia entre el origen de los ejes locales de sus nudos extremos.

Las **uniones de las barras** en los nudos pueden ser de diferentes tipos:

- **UNIONES RIGIDAS**, en las que las barras transmiten giros y desplazamientos a los nudos.
- **UNIONES ARTICULADAS**, en las que las barras transmiten desplazamientos a los nudos pero no giros.
- **UNIONES ELASTICAS**, en las que se define un porcentaje a los tres giros, en ejes principales de barra.

Las **condiciones de sustentación** impuestas a los nudos de la estructura en contacto con la cimentación, condiciones de sustentación, permiten limitar el giro y/o desplazamiento en los ejes generales. Según las distintas combinaciones de los seis posibles grados de libertad por nudo, se pueden definir diferentes casos:

- **NUDOS LIBRES**: desplazamientos y giros permitidos en los tres ejes de coordenadas.(-----).
- **NUDOS ARTICULADOS**: sin desplazamientos, con giros permitidos en los tres ejes.(XYZ---).
- **NUDOS EMPOTRADOS**: desplazamientos y giros impedidos. Empotramiento perfecto.(XYZXYZ).
- **APOYOS VERTICALES**: desplazamientos permitidos respecto a los ejes Xg y Zg, y giros permitidos en los tres ejes.(-Y----).
- **APOYOS HORIZONTALES** en X: desplazamientos permitidos respecto a los ejes Yg y Zg, y giros permitidos en los tres ejes.(X-----).
- **APOYOS HORIZONTALES** en Z: desplazamientos permitidos respecto a los ejes Xg e Yg, y giros permitidos en los tres ejes(--Z---).
- **RESORTES o APOYOS ELASTICOS**: desplazamientos respecto a los ejes Xg/Yg/Zg definidos por las constantes de rigidez Kdx/Kdy/Kdz, giros respecto a dichos ejes definidos por las constantes de rigidez Kgx/Kgy/Kgz. Es posible definir en un nudo condiciones de sustentación y resortes, en diferentes ejes.

Se han previsto **ASIENTOS** en nudos, teniéndose en cuenta para el cálculo de sollicitaciones los esfuerzos producidos por el desplazamiento de dichos nudos.

Los códigos expresados al final de cada tipo de apoyo, se recogen en diferentes listados del programa.

Ejes de cálculo

Se permite considerar como ejes de cálculo o las barras que el usuario defina (las líneas que unen dos nudos) o el eje físico (geométrico) de las secciones de las barras (ver LISTADO DE OPCIONES).

En el primer caso, si se considera necesario, se podrán introducir de forma manual en el cálculo los efectos que puedan producir la diferencia de situación entre los ejes de cálculo y los ejes físicos de las secciones transversales de las barras, mediante la introducción de acciones adicionales, fuerzas y momentos, o mediante la modelización de los nudos como elementos con dimensión.

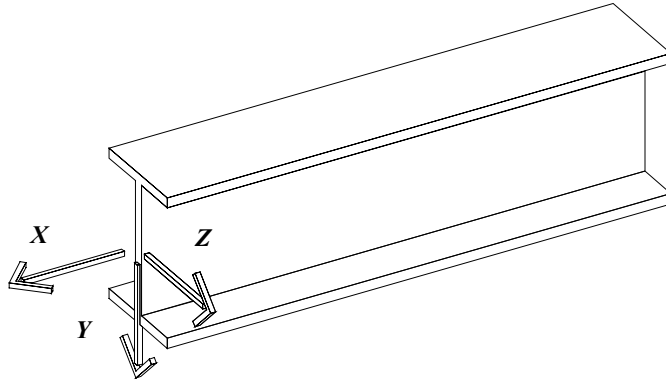
En el caso de considerar como ejes de cálculo los ejes geométricos de las piezas, se pueden utilizar como luz de las barras diferentes criterios, entre los que se encuentra el adoptado por la EHE-08, la distancia entre apoyos.

Barras y tirantes

Existe la posibilidad de trabajar con tirantes, de forma que el programa considere que las barras definidas como tales, sólo absorben esfuerzos de tracción no aportando ninguna rigidez cuando se someten a compresión. El cálculo de los tirantes debe hacerse en el cálculo en 2º orden, ya que sólo posteriormente a un cálculo en 1º orden es posible detectar las combinaciones en las que los tirantes están trabajando a compresión, y entonces eliminarlos de la matriz de rigidez de la estructura, y volver a calcular la estructura. La libertad de geometría para definir las barras-tirante dentro de la estructura es total: pueden unirse nudos a distinta cota, fachadas de naves, nudos en la misma planta,... sin necesidad de formar recuadros rectangulares arriostrados.

Criterio de signos de los listados de solicitaciones

Los listados de 'Solicitaciones' y 'Por Secciones', que se obtienen mayorados, se realizan según los ejes principales del nudo inicial de las barras (X_p , Y_p , Z_p). El criterio de signos utilizado es el siguiente:



Ejes Principales en el nudo inicial de una barra

- Axiles F_x . Un valor negativo indicará compresión, mientras que uno positivo, tracción.
- Cortantes V_y . Un valor positivo indicará que la tensión de cortadura de una rebanada, en la cara que se ve desde el nudo inicial, tiene el mismo sentido que el eje Y_p .
- Cortantes V_z . Un valor positivo indicará que la tensión de cortadura de una rebanada, en la cara que se ve desde el nudo inicial, tiene el mismo sentido que el eje Z_p .
- Momentos Flectores M_y (plano de flexión perpendicular a Y_p). En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión no sea horizontal (es decir, su eje Z_p no es horizontal), se utiliza el criterio habitual: los momentos situados por encima de la barra (la fibra traccionada es la superior) son negativos, mientras que los situados por debajo (la fibra traccionada es la inferior) son positivos. En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión sea horizontal (su eje Z_p es horizontal), y en el caso de pilares, se utiliza el siguiente criterio: los momentos situados hacia el eje Z_p positivo son positivos, mientras que los situados hacia el eje Z_p negativo son negativos.
- Momentos Flectores M_z (plano de flexión perpendicular a Z_p). En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión no sea horizontal (es decir, su eje Y_p no es horizontal), se utiliza el criterio habitual: los momentos situados por encima de la barra (la fibra traccionada es la superior) son negativos, mientras que los situados por debajo (la fibra traccionada es la inferior) son positivos. En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión sea horizontal (su eje Y_p es horizontal), y en el caso de pilares, se utiliza el siguiente criterio: los momentos situados hacia el eje Y_p positivo son positivos, mientras que los situados hacia el eje Y_p negativo son negativos.
- Momentos Torsores M_x . El momento torsor será positivo si, vista la sección desde el eje X_p de la barra (desde su nudo inicial), ésta tiende a girar en el sentido de las agujas del reloj.

CARGAS

Hipótesis de cargas

- Hipótesis de cargas contempladas:
- HIPOTESIS 0: CARGAS PERMANENTES.
- HIPOTESIS 1 y 2, 7 y 8, 9 y 10: SOBRECARGAS ALTERNATIVAS.
- HIPOTESIS 3, 4, 25 y 26: VIENTO.
Se considera la acción del viento sobre el edificio según cuatro direcciones horizontales perpendiculares. Dentro de cada dirección se puede tener en cuenta que el viento actúa en los dos sentidos posibles, es decir, en hipótesis 3 y -3, 4 y -4, 25 y -25, y 26 y -26.
- HIPOTESIS 5, 6 y 24: SISMO.
Se considera la acción del sismo sobre el edificio según dos direcciones horizontales perpendiculares, una en hipótesis 5 definida por un vector de dirección $[x,0,z]$ dada y otra en

hipótesis 6 definida por el vector de dirección perpendicular al anterior. Dentro de cada dirección se tiene en cuenta que el sismo actúa en los dos sentidos posibles, es decir, en hipótesis 5 y -5, y en hipótesis 6 y -6. Si se selecciona norma NCSE, las direcciones de actuación del sismo son las de los ejes generales; opcionalmente se puede considerar la actuación del sismo vertical en hipótesis 24 y -24 definida por el vector $[0, Yg, 0]$.

Para verificar los criterios considerados para el cálculo del sismo (según NTE-ECS y NBE-PDS1/74 o según NCSE-94 ó NCSE-02): ver LISTADO DE OPCIONES.

- HIPOTESIS 11 a 20: CARGAS MOVILES.
- HIPOTESIS 21: TEMPERATURA.
- HIPOTESIS 22: NIEVE.
- HIPOTESIS 23: CARGA ACCIDENTAL.

Para verificar los coeficientes de mayoración de cargas y de simultaneidad, aplicados en cada hipótesis de carga: ver LISTADO DE OPCIONES.

Reglas de combinación entre hipótesis

- HIPOTESIS 0: CARGAS PERMANENTES

Todas las combinaciones realizadas consideran las cargas introducidas en hipótesis 0.

- HIPOTESIS 1 y 2, 7 y 8, 9 y 10: SOBRECARGAS ALTERNATIVAS

Se combinan las cargas introducidas en hipótesis 1 y 2, 7 y 8, 9 y 10 de forma separada y de forma conjunta. Dado su carácter alternativo, nunca se realizan combinaciones de cargas introducidas en hip. 1 y 2 con cargas introducidas en hip. 7 y 8, o cargas introducidas en hip. 7 y 8 con cargas en hip. 9 y 10.

- HIPOTESIS 3, 4, 25 y 26: VIENTO

Nunca se considera la actuación simultánea de las cargas introducidas en estas hipótesis.

- HIPOTESIS 5, 6 Y 24: SISMO

Nunca se considera la actuación de forma conjunta de las cargas introducidas en hip. 5 y 6 (salvo si se activa la opción "considerar la regla del 30%"), ni de éstas con la hip.24, sismo vertical.

- HIPOTESIS 11 a 20: CARGAS MOVILES

No se realiza ninguna combinación en la que aparezca la acción simultánea de las cargas introducidas en estas hipótesis.

- HIPOTESIS 21: TEMPERATURA

Las cargas de esta hipótesis se combinan con las introducidas en hipótesis 23. No se combinan con las que se introduzcan en hipótesis de viento y sismo.

- HIPOTESIS 22: NIEVE

Las cargas de esta hipótesis no se combinan con las introducidas en hipótesis 23. Tampoco se combinan con las que se introduzcan en hipótesis de viento y sismo.

- HIPOTESIS 23: CARGA ACCIDENTAL

Las cargas de esta hipótesis no se combinan con las introducidas en hipótesis 21 y 22. Tampoco se combinan con las que se introduzcan en hipótesis de viento y sismo.

Los coeficientes de combinación de hipótesis aplicados vienen definidos en el LISTADO DE OPCIONES. También es posible obtener el listado de las combinaciones realizadas en una estructura, material y estado límite concretos.

Las combinaciones de hipótesis efectuadas de forma automática por el programa, se desglosan en el apartado correspondiente a cada normativa y material.

Opciones

Se han utilizado las opciones de cargas recogidas en el listado de OPCIONES que acompaña a la estructura, en particular las relativas a:

- Consideración o no automática del peso propio de las barras de la estructura.
- Consideración de las cargas introducidas en la hipótesis 3, 4, 25 y 26 (Viento ACTIVO), y en las hipótesis 5, 6 y 24 (Sismo ACTIVO).
- Sentido positivo y negativo(\pm) considerado en las hipótesis 3, 4, 25, 26, 5, 6 y 24.

Acción del sismo según la Norma NCSE-94 y NCSE-02

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").

El programa introduce en la estructura, sobre cada plano horizontal donde haya un forjado unidireccional, reticular o de losa y para cada modo de vibración, dos cargas puntuales (según las dos direcciones de los ejes horizontales generales X y Z) aplicadas a una distancia (excentricidad definida por la norma) del centro de masas del plano, y dos momentos como resultado de situar dichas cargas en el nudo de mayor numeración del plano para que coincidan con un nudo de la estructura.

En el caso de forjados unidireccionales las cargas son del tipo 'Puntual en Nudo' y 'Momento en Nudo'. En el caso de forjados reticulares y de losa las cargas 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 en la dirección del eje Y.

Si se han definido forjados horizontales, en el cálculo de las cargas sísmicas por el método dinámico se considera como hipótesis la indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano. Se define como "grupo" el conjunto de nudos de una estructura incluidos dentro del perímetro de un forjado unidireccional, reticular o de losa horizontales. Todos los nudos incluidos en un mismo "grupo" tiene relacionados sus grados de libertad correspondientes a los desplazamientos en los ejes Xg y Zg, y al giro en eje Yg.

Análisis Modal Espectral

Este método, considerado de tipo 'dinámico', consta, fundamentalmente, de los siguientes pasos:

- Obtención, para cada dirección de sismo a considerar por separado o globalmente, de los valores y vectores propios del sistema de ecuaciones

$$[[K] - \omega^2 [M]] \cdot \{\Phi\} = 0$$

donde

K:	Matriz de rigidez en la dirección o direcciones consideradas
ω :	Frecuencia angular de excitación (raíz cuadrada del valor propio)
M:	Matriz de masa de la estructura
Φ :	Vector propio

- Obtención, para cada modo de vibración y cada dirección, de la aceleración impuesta a cada punto de la estructura, utilizando para ello una función de "respuesta espectral".
- Obtención, para cada modo de vibración y cada dirección, de las cargas estáticas equivalentes impuestas a cada punto de la estructura (recuérdese que fuerza es igual a masa por aceleración), y en función de ellas, todos los esfuerzos.
- Combinación, para cada dirección, de los desplazamientos, giros y esfuerzos obtenidos en los diferentes modos de vibración para obtener los desplazamientos, giros y solicitaciones ponderados de cada dirección de sismo.

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 y 24, respectivamente. 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.

A los efectos de considerar la acción del sismo de una dirección en la otra, es posible utilizar un coeficiente de mayoración de las acciones sísmicas incrementado en el factor 1,12, o utilizar la regla del 30% (ver el LISTADO DE OPCIONES).

La consideración del sismo vertical (Y+, Y-) es opcional (vea el LISTADO DE OPCIONES).

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. (ver el LISTADO DE OPCIONES).

Es opcional (ver el LISTADO DE OPCIONES) 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.

También es opcional (ver LISTADO DE OPCIONES) considerar el giro alrededor de los ejes X y Z generales (opción 'SIN CONDENSACIÓN') o no (opción 'CON CONDENSACIÓN').

Si se habilita la consideración de forjados horizontales indeformables en su plano, (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 Yg.

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.

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 (ver LISTADO DE OPCIONES) 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:

$$0 + \alpha \cdot [\text{máx.}(1+2, 7+8, 9+10) + (11+12+\dots+20)/\text{NMov}] + \beta \cdot 21$$

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).

'21' es la hipótesis de carga de nieve.

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

' β ' es 1,0 ó 0,3 (NCSE-94), 0,5 ó 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.

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. Si bien la norma NCSE obliga a considerar tres modos de vibración en cada dirección cuando el estudio se realiza de forma separada en cada dirección, y cuatro globales cuando el estudio se realiza de modo global, 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

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega}$$

Obtención de la masa participante de cada modo

El tanto por ciento de masa participante, Mpd , en el modo de vibración 'k' y la dirección 'd', viene dado por la expresión:

$$\%Mp_d = \frac{\left(\sum_{i=1}^n M_{d,i} \cdot \Phi_{d,k,i} \right)^2}{\sum_{i=1}^n M_i \cdot \Phi_{k,i}^2} \cdot \frac{100}{\sum_{i=1}^n M_{d,i}}$$

$$\sum_{i=1}^n M_i \cdot \Phi_{k,i}^2 = \sum_{i=1}^n M_{x,i} \cdot \Phi_{x,k,i}^2 + \sum_{i=1}^n M_{y,i} \cdot \Phi_{y,k,i}^2 + \sum_{i=1}^n M_{z,i} \cdot \Phi_{z,k,i}^2 + \sum_{i=1}^n M_{yy,i} \cdot \Phi_{yy,k,i}^2 = 1.0$$

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'.
$\Phi_{x,k,i}$:	Componente del vector propio correspondiente a la traslación 'x', modo de vibración 'k' y grado de libertad 'i'.
$\Phi_{yy,k,i}$:	Componente del vector propio correspondiente a la rotación 'y', modo de vibración 'k' y grado de libertad 'i'.

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.

En la Norma NCSE los espectros de respuesta están normalizados para una aceleración del terreno de 1 m/s².

Aceleración rotacional

Tricalc permite considerar, de forma opcional (ver LISTADO DE OPCIONES), 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 abscisas 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 sísmológica), 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 NCSE determina 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·g, siendo 'g' la aceleración de la gravedad.

La aceleración sísmica de cálculo es la aceleración con la que se debe calcular la estructura. 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 también afectado por un coeficiente S de amplificación del suelo.

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.

Combinación de los diferentes modos de vibración

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'.

Tricalc utiliza la 'Combinación Cuadrática Completa', tal como indica la norma NCSE-94 (En NCSE-02 se indica el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados modificado, que el programa no utiliza). 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:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^r \sum_{j=1}^r |S_i| \cdot |S_j| \cdot \pi_{ij}}$$
$$\pi_{ij} \equiv \pi_{ji} = \frac{8 \cdot v^2 \cdot (1+f) \cdot f^{3/2}}{(1-f^2)^2 + 4 \cdot v^2 \cdot f \cdot (1+f)^2}; f = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

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.

Consideración de los efectos combinados de las direcciones de estudio

Dado que no se conoce 'a priori' la dirección del sismo más desfavorable, no basta con estudiar de forma independiente los efectos de la acción sísmica en dos direcciones ortogonales. La norma española NCSE sólo indica que, en el caso de calcular los modos de vibración de forma separada para cada dirección, se debe sumar al pésimo esfuerzo debido a una dirección el 30% del pésimo esfuerzo de la dirección ortogonal. Es la denominada, en la bibliografía clásica, 'regla del 30%', que puede utilizarse de forma opcional en el programa. La bibliografía actual, considera más preciso multiplicar los efectos de cada dirección horizontal por un factor de 1,12. Para considerar este factor con el programa, basta introducir, como coeficientes de mayoración de las hipótesis horizontales de sismo ('5' y '6'), un valor de 1,12 en lugar de 1,0 como se suele definir (ver el LISTADO DE OPCIONES).

Centro de masas y centro de rigideces

La aplicación de las fuerzas sísmicas 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 el programa es opcional) una excentricidad accidental, de valor según la normativa aplicada.

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.

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.

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'.

SECCIONES

Definición de las características geométricas y mecánicas de los perfiles

Canto H

Es el valor de la dimensión del perfil en el sentido paralelo a su eje Y principal, en mm.

Ancho B

Es el valor de la dimensión del perfil en el sentido paralelo a su eje Z principal, en mm.

Área Ax

Es el valor del área de la sección transversal de un perfil de acero, en cm². En una sección rectangular viene dada por la expresión:

$$A_x = B \cdot H$$

Área Ay

Es el área a considerar en el cálculo de las tensiones tangenciales paralelas al eje Y principal de la sección transversal de un perfil de acero, en cm². Su valor se calcula con la expresión:

$$A_y = \frac{I_z \cdot e}{S_z}$$

siendo:

I_z: Inercia según el eje z.

e: Espesor del perfil en el punto en el que se producirá la máxima tensión tangencial debida al cortante F_y.

S_z: Momento estático de una sección correspondiente entre la fibra, paralela al eje Z principal, exterior y el punto donde se producirá la máxima tensión tangencial debida al cortante respecto al eje paralelo al eje Z principal que pase por el centro de gravedad de la sección.

El valor de *A_y* corresponde aproximadamente al área del alma en los perfiles en forma de I. En una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$A_y = \frac{2}{3} \cdot B \cdot H$$

Área Az

Es el área a considerar en el cálculo de las tensiones tangenciales paralelas al eje Z principal de la sección transversal de un perfil de acero, en cm². Su valor se calcula con la expresión:

$$A_z = \frac{I_y \cdot e}{S_y}$$

siendo:

- Iy: Inercia según el eje y.
e: Espesor del perfil en el punto en el que se producirá la máxima tensión tangencial debida al cortante Fz.
Sy: Momento estático de una sección correspondiente entre la fibra exterior y el punto donde se producirá la máxima tensión tangencial.

El valor de Az corresponde aproximadamente al área de las alas en los perfiles en forma de I. En una sección rectangular tiene el mismo valor que Ay.

Momento de Inercia Ix

Momento de Inercia a torsión, en cm⁴. El momento de inercia a torsión de una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$I_x = \left[\frac{1}{3} - 0,21 \cdot \frac{B}{H} \cdot \left(1 - \frac{B^4}{12 \cdot H^4} \right) \right] \cdot H \cdot B^3$$

siendo $H \geq B$.

En las secciones en T se tiene en cuenta lo indicado en la tabla A3-1 de la norma EA-95 (Cap.3), que refleja que la Inercia a torsión de una pieza formada por dos rectángulos (de inercias a torsión I_{x1} e I_{x2}) en forma de T viene dada por la expresión

$$I_x = 1,1 \cdot (I_{x1} + I_{x2})$$

Momento de Inercia Iy

Momento de Inercia se la sección respecto de un eje paralelo al eje Y principal que pase por su centro de gravedad, en cm⁴. Su valor para una sección rectangular v, tiene dado por la expresión:

$$I_y = \frac{H \cdot B^3}{12}$$

Momento de Inercia Iz

Momento de inercia de la sección respecto de un eje paralelo al eje Z principal que pase por su centro de gravedad, en cm⁴. Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$I_z = \frac{B \cdot H^3}{12}$$

Módulo Resistente Wt

Módulo resistente a la torsión en cm³ de una sección de acero. Es la relación existente entre el momento torsor y la tensión tangencial máxima producida por él. Para una sección abierta formada por varios rectángulos viene dado por la expresión (Tabla A3-1 de la norma EA-95 (Cap.3)):

$$W_t = \frac{I_x}{e_i}$$

donde

- Ix: Inercia a torsión de la sección.
ei: Espesor del rectángulo de mayor espesor.

Módulo Resistente Elástico W_{y,el}

Es el módulo resistente a la flexión según un plano ortogonal al eje Y principal de una sección de acero, en cm³, que se calcula a partir del momento de inercia Iy. En secciones simétricas con respecto a un plano paralelo al eje Y principal de la barra, viene dado por la expresión:

$$W_{y,el} = \frac{I_y}{B/2}$$

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_{Y,el} = H \cdot \frac{B^2}{6}$$

Módulo Resistente Elástico $W_{Z,el}$

Es el módulo resistente a la flexión según un plano ortogonal al eje Z principal de una sección de acero, en cm^3 , que se calcula a partir del momento de inercia I_z . En secciones simétricas con respecto a un plano paralelo al eje Z principal de la barra, viene dado por la expresión:

$$W_{Z,el} = \frac{I_z}{H/2}$$

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_{Z,el} = B \cdot \frac{H^2}{6}$$

Módulo Resistente Plástico $W_{Y,pl}$

Es el módulo resistente a la flexión plástica según un plano ortogonal al eje Y principal de una sección de acero, en cm^3 , que se calcula suponiendo todas las fibras de la sección trabajando al límite elástico.

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_{Y,pl} = H \cdot \frac{B^2}{4}$$

Módulo Resistente Plástico $W_{Z,pl}$

Es el módulo resistente a la flexión según un plano ortogonal al eje Z principal de una sección de acero, en cm^3 , que se calcula suponiendo todas las fibras de la sección trabajando al límite elástico.

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_{Z,pl} = B \cdot \frac{H^2}{4}$$

Peso P

Es el peso propio de la barra en Kg/m (ó kN/m).

Secciones de inercia variable: cartelas

El programa permite la introducción de secciones de inercia variable (cartelas) de acero o madera (pero no de hormigón). Las cartelas sólo podrán definirse sobre barras a las que previamente se haya asignado un perfil con las siguientes características: Debe ser de forma en 'I' y de material 'Acero' o 'Madera', o de forma rectangular y de material 'Madera'. Las cartelas pueden definirse exclusivamente en el plano Y principal, es decir, en el plano del alma.

Es posible definir cuatro tipos de secciones de inercia variable:

- **Corte oblicuo del perfil.** Consiste en cortar oblicuamente el alma del perfil y soldar la sección dando la vuelta a uno de los medios perfiles. Equivale a alargar o acortar el alma del perfil. Para que el perfil sea válido, el canto total del perfil acartelado debe ser al menos 3 veces el espesor del ala.
- **Cartabones.** Consiste en soldar de una a tres piezas triangulares o trapezoidales perpendicularmente a una de las alas de un perfil base y de un mismo espesor. Para que el perfil sea válido, el canto del perfil acartelado debe ser al menos el del perfil base, y la suma de espesores de los cartabones no debe superar el ancho del perfil base.
- **Semiperfil.** Consiste en soldar a un perfil base un perfil en forma de 'T' extraído de un perfil idéntico al base. Para que el perfil sea válido, el canto del perfil acartelado debe ser al menos el del perfil base.

■ **Palastros.** Consiste en soldar a un perfil base un perfil en forma de 'T' formado por dos chapas de un determinado espesor. Para que el perfil sea válido, el canto del perfil acartelado debe ser al menos el del perfil base.

Para realizar el cálculo de esfuerzos (o el cálculo de modos de vibración dinámicos), Tricalc divide las barras de sección variable en un número determinado de barras de sección uniforme. A la barra de sección variable completa se la denominará en este manual 'Cartela Primaria', mientras que a cada una de las barras de sección constante en las que se divide la cartela primaria se las denominará 'Cartelas Secundarias'. De forma similar, a los nudos que se crean para definir estas cartelas secundarias se les denominará 'Nudos Secundarios'.

CÁLCULO DE SOLICITACIONES

El cálculo de las solicitaciones en las barras se ha realizado mediante el método matricial espacial de la rigidez, suponiendo una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones en las barras y considerando los seis grados de libertad posibles de cada nudo. Los muros resistentes se han calculado mediante el método de los elementos finitos. A título indicativo, se muestra a continuación la matriz de rigidez de una barra, donde se pueden observar las características de los perfiles que han sido utilizadas para el cálculo de esfuerzos.

$$\begin{array}{cccccc}
 \frac{E \cdot A_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \\
 0 & 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{L^3} & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \frac{G \cdot I_x}{L} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2} & 0 & \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & 0 \\
 0 & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L}
 \end{array}$$

Donde E es el módulo de deformación longitudinal y G es el módulo de deformación transversal calculado en función del coeficiente de Poisson y de E . Sus valores se toman de la base de perfiles correspondiente a cada barra.

Es posible reducir el acortamiento por axil de los pilares mediante la introducción de un factor multiplicador del término ' $E \cdot A_x / L$ ' de la matriz anterior, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CÁLCULO.

Es posible considerar la opción de indeformabilidad de forjados horizontales en su plano, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CÁLCULO. Al seleccionar esta opción todos los nudos situados dentro del perímetro de cada forjado horizontal, unidireccional o reticular, quedan englobados en 'grupos' (uno por cada forjado), a los que individualmente se asignan 3 grados de libertad: El desplazamiento vertical $-D_y$ y los giros según los ejes horizontales $-G_x$ y G_z . Los otros tres grados de libertad (D_x, D_z y G_y) se suponen compatibilizados entre todos los nudos del "grupo": Los nudos que no pertenezcan a un forjado horizontal, ya sea por estar independientes o por estar en planos inclinados, se les asignan 6 grados de libertad.

Es posible considerar el tamaño del pilar en los forjados reticulares y losas, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CÁLCULO. Al seleccionar esta opción, se considera que la parte de forjado o losa situada sobre el pilar (considerando para ello la exacta dimensión del pilar y su posición o crecimiento) es infinitamente rígida. Todos los nudos situados en el interior del perímetro del pilar comparten, por tanto, los 6 grados de libertad ($D_x, D_y, D_z, G_x, G_y, G_z$). Esto hace que en el interior de esta porción de forjado, no existan esfuerzos, y por tanto, los nervios y zunchos que acometen al pilar se arman con los esfuerzos existentes en la cara del pilar.

En base a este método se ha planteado y resuelto el sistema de ecuaciones o matriz de rigidez de la estructura, determinando los desplazamientos de los nudos por la actuación del conjunto de las

cargas, para posteriormente obtener los esfuerzos en los nudos en función de los desplazamientos obtenidos.

En el caso de que la estructura se calcule bajo los efectos de las acciones sísmicas definidas por la Norma NCSE se realiza un cálculo de la estructura mediante el método del "Análisis Modal Espectral", recomendado por la misma. De esta forma pueden obtenerse los modos y períodos de vibración propios de la estructura, datos que pueden ser utilizados para la combinación de la estructura con cargas armónicas y la posibilidad de 'entrada en resonancia' de la misma.

Modelización de muros resistentes

Los muros resistentes se modelizan como elementos finitos tridimensionales de cuatro vértices. Los otros tipos elementos, ya sean vigas, pilares, diagonales, forjados reticulares y losas de forjado o cimentaciones se modelizan como elementos lineales tipo barra.

Una viga, un pilar o una diagonal está formada por dos nudos unidos mediante una 'barra'; un forjado reticular o una losa de forjado está constituido por una retícula de 'nervios' que, con sus intersecciones, forman un conjunto de 'nudos' y 'barras'. De forma similar, un muro resistente está formado por un conjunto de elementos finitos yuxtapuestos definidos por sus nudos o vértices.

Cuando en una estructura se definen vigas, pilares, diagonales, forjados y muros resistentes, el método de cálculo de esfuerzos consiste en formar un sistema de ecuaciones lineales que relacionen los grados de libertad que se desean obtener, los desplazamientos y giros de los nudos y de los nodos, con las acciones exteriores, las cargas, y las condiciones de borde, apoyos y empotramientos.

De forma matricial, se trata de la ecuación

$$[K] \cdot \{D\} = \{F\}$$

donde '[K]' es la matriz de rigidez de la estructura, '{D}' es el vector de desplazamientos y giros de los nudos y nodos, y '{F}' es el vector de fuerzas exteriores. Una vez resuelto el sistema de ecuaciones, y por tanto, obtenidos los desplazamientos y giros de los nudos y nodos de la estructura, es posible obtener los esfuerzos (en el caso de las vigas, pilares, diagonales y nervios de los forjados y losas) y las tensiones (en el caso de los muros resistentes) de toda la estructura.

Para obtener el sistema '[K] · {D} = {F}', se opera de igual forma que con una estructura formada exclusivamente por nudos y barras: cada parte de la estructura (barra, trozo de nervio o elemento finito) posee una matriz de rigidez elemental, $[K]_e$, que tras transformarla al sistema de ejes generales de la estructura, se puede sumar o ensamblar en la matriz general de la estructura. La única diferencia entre las barras y los elementos finitos es la dimensión y significado de cada fila o columna de sus matrices de rigidez elementales. Se puede decir, por tanto, que el método matricial espacial de cálculo de estructuras de barras es un caso particular del método de elementos finitos, en el que el elemento finito es una barra.

Elemento finito utilizado

Para la modelización de muros resistentes, el programa utiliza un elemento finito isoparamétrico cuadrilátero de 4 nudos. Cada nudo posee cinco grados de libertad (u, v, w, θ_x y θ_y), siendo los 2 primeros de tensión plana y los 3 siguientes de flexión de placa. La matriz de rigidez elemental tiene, en coordenadas naturales, $4 \cdot 5 = 20$ filas y 20 columnas, no existiendo términos que relacionen los grados de libertad de tensión plana con los de flexión de placa. Por tanto, el elemento utilizado procede del ensamblaje de un elemento cuadrilátero de cuatro nudos de tensión plana con otro también cuadrilátero de cuatro nudos de flexión de placa. Concretamente, para la flexión se ha utilizado el elemento cuadrilátero de cuatro nudos con deformaciones de cortante lineales CLLL (placa gruesa de Reissner-Mindlin basada en campos de deformaciones de cortante transversal impuestas).

Para la obtención de la matriz de rigidez, se utiliza una integración numérica mediante una cuadratura de Gauss-Legendre de 2 x 2 puntos. La posición de los 2 x 2 puntos de Gauss en coordenadas naturales, así como los pesos asignados a dichos puntos, es la siguiente:

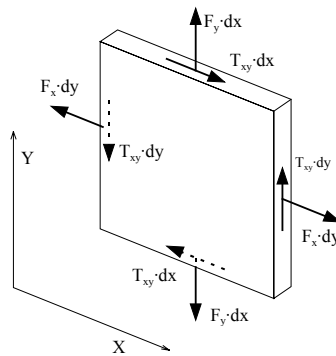
$$\begin{aligned} G_{1,1} &= \{1/\sqrt{3}, 1/\sqrt{3}\}; W_{1,1} = 1,0 \\ G_{1,2} &= \{1/\sqrt{3}, -1/\sqrt{3}\}; W_{1,2} = 1,0 \\ G_{2,1} &= \{-1/\sqrt{3}, 1/\sqrt{3}\}; W_{2,1} = 1,0 \\ G_{2,2} &= \{-1/\sqrt{3}, -1/\sqrt{3}\}; W_{2,2} = 1,0 \end{aligned}$$

Una vez obtenidos los desplazamientos de todos los nudos y nodos de la estructura (resolviendo el sistema $[K]\{D\}=\{F\}$), se obtienen las tensiones en los puntos de Gauss de cada elemento mediante una cuadratura de Gauss-Legendre de 2 x 2 puntos. Las tensiones nodales de cada elemento se obtienen extrapolando, mediante las funciones de forma del elemento, las de los puntos de Gauss. Este procedimiento produce valores nodales discontinuos entre elementos adyacentes, discontinuidades que se reducen según se hace la malla de elementos más tupida, hasta desaparecer en el límite.

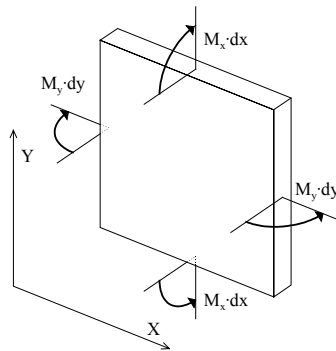
En el programa se realiza un 'alisado' de las tensiones nodales mediante una media cuadrática de las tensiones procedentes de cada elemento al que pertenece el nodo en cuestión. Este alisado se produce muro a muro; es decir, los nodos situados en el interior de un muro poseerán un único vector de tensiones, pero los situados en la frontera entre dos muros poseerán un vector diferente para cada muro al que pertenezca en nodo. Este se hace así porque normalmente, en las uniones entre muros (las uniones en horizontal se suelen realizar por cambios de dirección del muro, y las uniones en vertical se suelen realizar en los forjados), se producen saltos bruscos de las tensiones.

Las tensiones (esfuerzos) que se producen en un trozo de muro elemental de dimensiones dx, dy respecto al sistema de coordenadas principal del muro, son las siguientes:

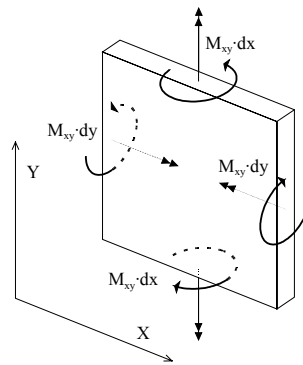
Tensión	Esfuerzo	Tipo	Descripción
σ_x	$F_x \cdot dy$	Tensión Plana	Axil horizontal
σ_y	$F_y \cdot dx$	Tensión Plana	Axil vertical
τ_{xy}	$T_{xy} \cdot dy, T_{yx} \cdot dx$	Tensión Plana	Cortante contenido en el plano
$\int z \cdot \sigma_y \cdot dz$	$M_x \cdot dx$	Flexión	Momento flector respecto a un eje horizontal
$\int z \cdot \sigma_x \cdot dz$	$M_y \cdot dy$	Flexión	Momento flector respecto a un eje vertical
$\int z \cdot \tau_{xy} \cdot dz$	$M_{xy} \cdot dy, M_{yx} \cdot dx$	Flexión	Momento Torsor respecto a un eje contenido en el plano.
$\int \tau_{xz} \cdot dz$	$T_{xz} \cdot dy$	Flexión	Cortante horizontal perpendicular al plano
$\int \tau_{yz} \cdot dz$	$T_{yz} \cdot dx$	Flexión	Cortante vertical perpendicular al plano



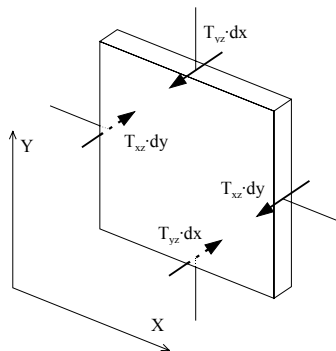
Axiles y cortantes de Tensión Plana.



Momentos Flectores de Flexión de placas.



Momentos Torsores de Flexión de placas.



Cortantes de Flexión de placas.

Principios fundamentales del cálculo de esfuerzos

El programa realiza el cálculo de esfuerzos utilizando como método de cálculo el método matricial de la rigidez para los elementos tipo barra y el método de los elementos finitos para los muros resistentes. En el método matricial, se calculan los desplazamientos y giros de todos los nudos de la estructura, (cada nudo tiene seis grados de libertad: los desplazamientos y giros sobre tres ejes generales del espacio, a menos que se opte por la opción de indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano o la consideración del tamaño del pilar en forjados reticulares y losas), y en función de ellos se obtienen los esfuerzos (axiales, cortantes, momento torsor y flectores) de cada sección.

Para la validez de este método, las estructuras a calcular deben cumplir, o se debe suponer el cumplimiento de los siguientes supuestos:

Teoría de las pequeñas deformaciones: 1º y 2º orden

Se supone que la geometría de una estructura no cambia apreciablemente bajo la aplicación de las cargas. Este principio es en general válido, salvo en casos en los que la deformación es excesiva (puentes colgantes, arcos esbeltos, ...). Si se realiza un cálculo en 1º orden, implica además, que se desprecian los esfuerzos producidos por los desplazamientos de las cargas originados al desplazarse la estructura. Si se realiza un cálculo en 2º orden, se consideran los esfuerzos originados por las cargas al desplazarse la estructura, siempre dentro de la teoría de las pequeñas deformaciones que implica que las longitudes de los elementos se mantienen constantes.

Este mismo principio establece que se desprecian los cambios de longitud entre los extremos de una barra debidos a la curvatura de la misma o a desplazamientos producidos en una dirección ortogonal a su directriz, tanto en un cálculo en 1º orden como en 2º orden.

Hay otros métodos tales como la teoría de las grandes deflexiones que sí recogen estos casos, que no son contemplados en Tricalc.

En el cálculo en 2º orden se permiten seleccionar las combinaciones a considerar, por el criterio de máximo desplazamiento y por el criterio de máximo axil, o también es posible la realización del cálculo en 2º orden para todas las combinaciones.

Linealidad

Este principio supone que la relación tensión - deformación, y por tanto, la relación carga - deflexión, es constante, tanto en 1º orden como en 2º orden. Esto es generalmente válido en los materiales elásticos, pero debe garantizarse que el material no llega al punto de fluencia en ninguna de sus secciones.

Superposición

Este principio establece que la secuencia de aplicación de las cargas no altera los resultados finales. Como consecuencia de este principio, es válido el uso de las "fuerzas equivalentes en los nudos" calculadas a partir de las cargas existentes en las barras; esto es, para el cálculo de los desplazamientos y giros de los nudos se sustituyen las cargas existentes en las barras por sus cargas equivalentes aplicadas en los nudos.

Equilibrio

La condición de equilibrio estático establece que la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre la estructura, más las reacciones, será igual a cero. Asimismo, deben estar en equilibrio todos los nudos y todas las barras de la estructura, para lo que la suma de fuerzas y momentos internos y externos en todos los nudos y nodos de la estructura debe ser igual a cero.

Compatibilidad

Este principio supone que la deformación y consecuentemente el desplazamiento, de cualquier punto de la estructura es continuo y tiene un solo valor.

Condiciones de contorno

Para poder calcular una estructura, deben imponerse una serie de condiciones de contorno. El programa permite definir en cualquier nudo restricciones absolutas (apoyos y empotramientos) o relativas (resortes) al desplazamiento y al giro en los tres ejes generales de la estructura, así como desplazamientos impuestos (asientos).

Unicidad de las soluciones

Para un conjunto dado de cargas externas, tanto la forma deformada de la estructura y las fuerzas internas así como las reacciones tienen un valor único.

Desplome e imperfecciones iniciales

Existe la posibilidad de considerar los efectos de las imperfecciones iniciales globales debidas a las desviaciones geométricas de fabricación y de construcción de la estructura. Tanto la Norma **CTE DB SE-A** en su artículo **5.4.1 Imperfecciones geométricas** como el **Eurocódigo 3** en su artículo **5.3.2 Imperfections for global analysis of frames**, citan la necesidad de tener en cuenta estas imperfecciones. Estos valores son los siguientes:

- $L/200$ si hay dos soportes y una altura.
- $L/400$ si hay 4 o más soportes y 3 o más alturas.

- L/300 para situaciones intermedias.

Además se definen unos valores de deformación (ϵ_0) para las imperfecciones locales debidas a los esfuerzos de compresión sobre los pilares. Estos valores vienen dados por la tabla 5.8 de la norma CTE.

COMBINACIÓN DE ACCIONES

Normativas

Las combinaciones de acciones para los elementos de hormigón armado se realizan según lo indicado en el EHE-08. Para el resto de materiales se realizan de acuerdo con el CTE.

Combinaciones de acciones según EHE-08, EC y CTE

Las combinaciones de acciones especificadas en la norma de hormigón EHE-08, en el Eurocódigo 1 y en el Código Técnico de la Edificación son muy similares, por lo que se tratan en este único epígrafe.

EC cuenta con combinaciones simplificadas (no así la EHE-08 ni el CTE), que no utiliza el programa. Además, en el programa 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 de signo contrario si se habilita la opción "Sentido \pm ")
Carga de nieve. Corresponde a la hipótesis 22.
Carga de temperatura. Corresponde a la hipótesis 21.

Coefficientes de mayoración

En el caso de EHE-08, se utilizan los coeficientes de seguridad definidos en la casilla 'Hormigón'. Además, el coeficiente de seguridad para acciones favorables es 1,0 para la carga permanente y 0,0 para el resto.

En el caso de EC, se utilizan los coeficientes de seguridad definidos en la casilla 'Otros / EC'. Además, el coeficiente de seguridad para acciones favorables es 1,0 para la carga permanente y 0,0 para el resto.

En el caso de CTE, se utilizan los coeficientes de seguridad definidos en la casilla 'Otros / CTE'. Además, el coeficiente de seguridad para acciones favorables es 0,8 para la carga permanente y 0,0 para el resto.

E.L.U. Situaciones persistentes o transitorias

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 (Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9 y 10)

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

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 (Hipótesis 0 y de 11 a 20)

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

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 (Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22, 25 y 26)

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 (Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9, 10 y de 11 a 20)

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

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3 (Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 25 y 26)

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

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3 (Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22, 25 y 26, y de 11 a 20)

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

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3 (Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 25 y 26, y de 11 a 20)

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

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

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

E.L.U. Situaciones accidentales (extraordinarias en CTE)

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 + carga accidental (Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9, 10 y 23)

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

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 + carga accidental (Hipótesis 0, de 11 a 20 y 23)

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

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 + carga accidental (Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22, 23, 25 y 26)

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 + carga accidental (Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9, 10, 23 y de 11 a 20)

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

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3 + carga accidental (Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 23, 25 y 26)

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

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3 + carga accidental (Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22, 23, 25 y 26, y de 11 a 20)

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

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3 + carga accidental (Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 23, 25 y 26, y de 11 a 20)

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

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

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

E.L.U. Situaciones sísmicas

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 + sismo (Hipótesis 0, 1, 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 24)

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

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 + carga sísmica (Hipótesis 0, 5, 6, 24 y de 11 a 20)

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

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 + carga sísmica (Hipótesis 0, 3, 4, 5, 6, 21, 22, 24, 25 y 26)

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 + cargas sísmicas (Hipótesis 0, 1, 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 24 y de 11 a 20)

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3 + carga sísmica (Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 24, 25 y 26)

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3 + cargas sísmicas (Hipótesis 0, 3, 4, 5, 6, 21, 22, 24, 25 y 26, y de 11 a 20)

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3 + cargas sísmicas (Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 24, 25 y 26, y de 11 a 20)

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

E.L.S. Estados Límite de Servicio

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 (Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9 y 10)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes (casi permanentes en CTE):

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 (Hipótesis 0 y de 11 a 20)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 3 (Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22, 25 y 26)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 (Hipótesis 0, 1, 2, 7, 8, 9, 10 y de 11 a 20)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

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

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

Combinaciones frecuentes:

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

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

Combinaciones poco probables (características en CTE):

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 3 (Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 25 y 26)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

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

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

Combinaciones frecuentes:

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

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

Combinaciones cuasi permanentes:

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 2 y 3 (Hipótesis 0, 3, 4, 21, 22, 25 y 26, y de 11 a 20)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

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

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

Combinaciones frecuentes:

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

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

Combinaciones cuasi permanentes:

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

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1, 2 y 3 (Hipótesis 0, 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 21, 22, 25 y 26, y de 11 a 20)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

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

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

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

Combinaciones frecuentes:

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

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

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

Combinaciones cuasi permanentes:

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

CÁLCULO DEL ARMADO

Criterios de armado

Los criterios considerados en el armado siguen las especificaciones de la Instrucción EHE-08, ajustándose los valores de cálculo de los materiales, los coeficientes de mayoración de cargas, las disposiciones de armaduras y las cuantías geométricas y mecánicas mínimas y máximas a dichas especificaciones. El método de cálculo es el denominado por la Norma como de los "estados límite". Se han efectuado las siguientes comprobaciones:

Estado límite de equilibrio (Artículo 41°)

Se comprueba que en todos los nudos deben igualarse las cargas aplicadas con los esfuerzos de las barras.

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Artículo 42°)

Se comprueban a rotura las barras sometidas a flexión y axil debidos a las cargas mayoradas. Se consideran las excentricidades mínimas de la carga en dos direcciones (no simultáneas), en el cálculo de pilares.

Estado límite de inestabilidad (Artículo 43°)

Se realiza de forma opcional la comprobación del efecto del pandeo en los pilares de acuerdo con el artículo 43.5.2 (Estado Límite de Inestabilidad / Comprobación de soportes aislados / Método aproximado) de la norma EHE-08. Se define para cada pilar 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 α (factor que al multiplicarlo por la longitud del pilar se obtiene la longitud de pandeo), de acuerdo al LISTADO DE OPCIONES. Pueden definirse diferentes hipótesis de traslacionalidad y de intraslacionalidad para las combinaciones de 1º orden y para las combinaciones de 2º orden.

Si se fija el factor de longitud de pandeo α de un pilar, se considerará que para ese pilar la estructura es traslacional cuando sea mayor o igual que 1,0, e intraslacional en caso contrario.

Si la esbeltez de un soporte en una dirección es menor de la esbeltez inferior establecida en el Artículo 43.1.2 de la Instrucción EHE-08, no se comprueba este estado límite en dicha dirección.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (Artículo 44°)

Se comprueba la resistencia del hormigón, las armaduras longitudinales y las transversales frente a las solicitaciones tangentes de cortante producidas por las cargas mayoradas.

Estado límite de agotamiento por torsión (Artículo 45°)

Se comprueba la resistencia del hormigón, las armaduras longitudinales y las transversales frente a las solicitaciones normales y tangenciales de torsión producidas en las barras por las cargas mayoradas. También se comprueban los efectos combinados de la torsión con la flexión y el cortante.

Estado límite de punzonamiento (Artículo 46º)

Se comprueba la resistencia a punzonamiento en zapatas, forjados reticulares, losas de forjado y losas de cimentación producido en la transmisión de solicitaciones a los o por los pilares. No se realiza la comprobación de punzonamiento entre vigas y pilares.

Estado límite de fisuración (Artículo 49º)

Se calcula la máxima fisura de las barras sometidas a las combinaciones cuasi-permanentes de las cargas introducidas en las distintas hipótesis.

Estado límite de deformación (Artículo 50º)

Se calcula la deformación de las barras sometidas a las combinaciones correspondientes a los estados límite de servicio de las cargas introducidas en las distintas hipótesis de carga. El valor de la inercia de la sección considerada es un valor intermedio entre el de la sección sin fisurar y la sección fisurada (fórmula de Branson). Los valores de las flechas calculadas corresponden a las flechas activas o totales (según se establezca en las opciones), habiéndose tenido en cuenta para su determinación el proceso constructivo del edificio, con los diferentes estados de cargas definidos en el LISTADO DE OPCIONES.

Consideraciones sobre el armado de secciones

Se ha considerado un diagrama rectangular de respuesta de las secciones, asimilable al diagrama parábola-rectángulo pero limitando la profundidad de la línea neutra en el caso de flexión simple.

Armadura longitudinal de montaje

En el armado longitudinal de vigas y diagonales se han dispuesto unas armaduras repartidas en un máximo de dos filas de redondos, estando los redondos separados entre sí según las especificaciones de la Norma: 2 cm. si el diámetro del redondo es menor de 20 mm. y un diámetro si es mayor. No se consideran grupos de barras. En cualquier caso la armadura de montaje de vigas puede ser considerada a los efectos resistentes.

En el armado longitudinal de pilares se han dispuesto unas armaduras repartidas como máximo en una fila de redondos, de igual diámetro, y, opcionalmente, con armadura simétrica en sus cuatro caras para el caso de secciones rectangulares. En el caso de secciones rectangulares, se permite que el diámetro de las esquinas sea mayor que el de las caras. Se considera una excentricidad mínima que es el valor mayor de 20 mm o 1/20 del lado de la sección, en cada uno de los ejes principales de la sección, aunque no de forma simultánea. La armadura se ha determinado considerando un estado de flexión esviada, comprobando que la respuesta real de la sección de hormigón más acero es menor que las diferentes combinaciones de solicitaciones que actúan sobre la sección. La cuantía de la armadura longitudinal de los pilares será, al menos, la fijada por la Norma: un 4‰ del área de la sección de hormigón.

Armadura longitudinal de refuerzo en vigas

Cuando la respuesta de la sección de hormigón y de la armadura longitudinal de montaje no son suficientes para poder resistir las solicitaciones a las que está sometida la barra o el área de acero es menor que la cuantía mínima a tracción, se han colocado las armaduras de refuerzo correspondientes.

La armadura longitudinal inferior (montaje más refuerzos) se prolonga hasta los pilares con un área igual al menos a 1/3 de la máxima área de acero necesaria por flexión en el vano y, en las áreas donde exista tracción, se coloca al menos la cuantía mínima a tracción especificada por la Norma. Las cuantías mínimas utilizadas son:

ACERO B 400 S (y B 400 SD) 3,3 ‰

ACERO B 500 S (y B 500 SD) 2,8 ‰

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

Se limita el máximo momento flector a resistir a $0,53 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$.

Conforme a las especificaciones de la Norma, y de forma opcional, se reducen las longitudes de anclaje de los refuerzos cuando el área de acero colocada en una sección es mayor que la precisada según el cálculo.

Armadura transversal

En el armado transversal de vigas y diagonales se ha considerado el armado mínimo transversal como la suma de la resistencia a cortante del hormigón y de la resistencia del área de los cercos de acero, que cumplan las condiciones geométricas mínimas de la Norma EHE-08 y los criterios constructivos especificados por la Norma NCSE-94. Las separaciones entre estribos varían en función de los cortantes encontrados a lo largo de las barras.

En el armado transversal de pilares se ha considerado el armado mínimo transversal con las mismas condiciones expuestas para las vigas. Se ha calculado una única separación entre cercos para toda la longitud de los pilares, y en el caso de que sean de aplicación los criterios constructivos especificados por la Norma NCSE-94 se calculan tres zonas de estribo diferenciadas.

Siempre se determina que los cercos formen un ángulo de 90° con la directriz de las barras. Así mismo, siempre se considera que las bielas de hormigón forman 45° con la directriz de las barras. Se considera una tensión máxima de trabajo de la armadura transversal de 400 MPa.

Conforme a EHE-08, y de acuerdo con lo indicado en el LISTADO DE OPCIONES, se comprueba el no agotamiento del hormigón y se calcula el armado transversal necesario para resistir los momentos torsores de vigas y pilares. También se comprueba la resistencia conjunta de los esfuerzos de cortante más torsión y de flexión más torsión.

Armadura longitudinal de piel

Aquellas secciones de vigas en las que la armadura superior dista más de 30 cm de la armadura inferior, han sido dotadas de la armadura de piel correspondiente.

Ménsulas cortas

Las ménsulas cortas de hormigón armado definidas en la estructura, se arman y comprueban de acuerdo con el artículo 64° de EHE-08.

Se comprueba que sus dimensiones cumplan los rangos de validez de dicha norma. 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 64.1.3 de EHE-08).

Parámetros de cálculo del armado

Ver LISTADO DE OPCIONES.

COMPROBACIÓN DE SECCIONES DE ACERO

Criterios de comprobación

Se han seguido los criterios indicados en CTE DB SE-A ("Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Acero") para realizar la comprobación de la estructura, en base al método de los estados límites.

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 es:

Clase de sección	Método para la determinación de las solicitaciones	Método para la determinación de la resistencia de las secciones
1 Plástica	Elástico	Plástico
2 Compacta	Elástico	Plástico
3 Semicompacta	Elástico	Elástico
4 Esbelta	Elástico	Elástico con resistencia reducida

La asignación de la clase de sección en cada caso, se realiza de acuerdo con lo indicado en el CTE DB SE-A. En el caso de secciones de clase 4, el cálculo de sus parámetros resistentes reducidos (sección eficaz) se realiza asimilando la sección a un conjunto de rectángulos eficaces, de acuerdo con lo establecido en el CTE DB SE-A.

Estado límite último de equilibrio

Se comprueba que en todos los nudos deben igualarse las cargas aplicadas con los esfuerzos de las barras. No se realiza la comprobación general de vuelco de la estructura.

Estabilidad lateral global y pandeo

El programa puede realizar un cálculo en 1º orden o en 2º orden. Las imperfecciones iniciales pueden ser tenidas en cuenta de forma automática, aunque también el usuario puede introducir las acciones equivalentes en las barras que sean necesarias.

La consideración de los efectos del pandeo se realiza de la siguiente forma:

- Si la estructura es intraslacional (distorsión de pilares $r \leq 0,1$), basta realizar un análisis elástico y lineal en primer orden y de segundo orden, y considerar el pandeo de los pilares como intraslacionales.
- Si la estructura es traslacional (distorsión de pilares $r > 0,1$), puede realizarse un análisis elástico y lineal considerando el pandeo como estructura traslacional, o bien:
 - Realizar un análisis elástico y lineal de 1º orden considerando el pandeo como estructura intraslacional pero habiendo multiplicado todas las acciones horizontales sobre el edificio por el coeficiente de amplificación $1 / (1 - r)$.
 - Realizar un análisis elástico y lineal de 2º orden considerando el pandeo como estructura intraslacional sin coeficiente de amplificación.

Se define 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 manualmente su factor de longitud de pandeo β (factor que al multiplicarlo por la longitud de la barra se obtiene la longitud de pandeo), tal como se recoge en el LISTADO DE OPCIONES.

Si se deshabilita la comprobación de pandeo en un determinado plano de pandeo de una barra, no se realiza la comprobación especificada anteriormente en dicho plano. El factor reductor de pandeo de una barra, χ_r , será el menor de los factores de pandeo correspondientes a los dos planos principales de la barra.

Si se fija el factor de longitud de pandeo ' β ' de una barra, se considerará que para esa barra la estructura es traslacional cuando β sea mayor o igual que 1,0, e intraslacional en caso contrario.

La formulación para el cálculo de los coeficientes de pandeo es la recogida en CTE DB SE-A, y es la siguiente:

El cálculo del factor de pandeo β en cada uno de los planos principales de las barras, en función de los factores de empotramiento η_1 (en la base del pilar) y η_2 (en su cabeza) es (cuando no es fijado por el usuario).

- Estructuras traslacionales:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,60 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}}$$

- Estructuras intraslacionales:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}$$

donde ' β ' es el factor de pandeo, L_k la longitud de pandeo y L la longitud del pilar, o distancia entre sus dos nudos extremos.

Para secciones constantes y axil constante, la esbeltez reducida es

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

El factor reductor de pandeo de una barra, χ_r , se calcula de acuerdo con CTE DB SE-A.

Estado límite último de rotura

La comprobación a rotura de las barras, sometidas a la acción de las cargas mayoradas, se desarrolla de la siguiente forma:

Descomposición de la barra en secciones y cálculo en cada uno de ellas de los valores de los momentos flectores, cortantes, axil de compresión y axil de tracción.

- Cálculo de la tensión combinada en las siguientes secciones:

- Sección de máxima compresión

- Sección de máxima tracción

- Sección de máximo momento flector según el eje Y_p

- Sección de máximo momento flector según el eje Z_p

- Sección de mayor tensión tangencial combinada

- Sección de mayor tensión combinada, que puede coincidir con alguna de las anteriores, aunque no necesariamente.

- Obtención de las seis combinaciones de solicitaciones más desfavorables para otras tantas secciones de la barra.

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.

- Resistencia de las secciones a tracción. Se cumplirá, con $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$:

$$N_{t,Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

- 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 $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$.

- 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 $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$):

$$N_{c,Rd} = N_{u,Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd}$$

■ Resistencia de las secciones a flexión. Se cumplirá

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

La resistencia plástica de la sección bruta, para secciones de clase 1 o 2 (con $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$), será

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd}$$

La resistencia elástica de la sección bruta, para secciones de clase 3 (con $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$), será

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd}$$

La resistencia elástica de la sección eficaz, para secciones de clase 4 (con $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$) será

$$M_{c,Rd} = M_{0,Rd} = W_{ef} \cdot f_{yd}$$

■ 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 torsión 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 $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$.

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:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad (\text{secciones de clase 1 y 2})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad (\text{secciones de clase 3})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{0,Rdz}} \leq 1 \quad (\text{secciones de clase 4})$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

■ 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

$$M_{V,Rd} = W_{pl} \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd} \not\geq M_{0,Rd} \quad \text{para el resto de casos}$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

■ **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:

$$V_{pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yd} / \sqrt{3}} \right) \cdot V_{pl,Rd}$$

Resistencia de las barras

■ **Compresión y pandeo.** Se cumplirá que

$$N_{c,Rd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{c,Rd} \leq N_{b,Rd}$$

La resistencia a pandeo por flexión en compresión centrada puede calcularse con:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

■ **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):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Ver el apartado 6.3.4.2 de CTE DB SE-A para más información.

Estado límite de servicio de deformación

De acuerdo con el CTE DB SE, se comprueba la máxima deformación vertical (flecha) de vigas y diagonales referente a:

- Flecha producida por las sobrecargas con las combinaciones características.
- Flecha producida por toda la carga con las combinaciones casi permanentes.

Estado límite último de abolladura del alma

Se realiza la comprobación de abolladura del alma por cortante de acuerdo con el artículo 6.3.3.3 de la norma CTE DB SE-A, considerando la pieza de alma llena. El programa indica, caso de ser necesario, la distancia y espesor de los rigidizadores transversales a disponer para así cumplir esta comprobación.

Estado límite último de pandeo lateral de vigas

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:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

siendo W_z el módulo resistente de la sección, según su clase y χ_{LT} el factor reductor por pandeo lateral. El programa calcula e indica el coeficiente de seguridad a pandeo lateral ($M_{Ed} / M_{b,Rd}$).

Caso particular de las secciones de inercia variable: cartelas

Estado límite de rotura

Para el estado límite de rotura, se parte de las solicitaciones existentes en cada sección, que fueron calculadas suponiendo que cada cartela secundaria es de sección constante de valor la de la sección en su punto medio. A partir de dichos esfuerzos, se realizan las comprobaciones indicadas anteriormente utilizando las características geométricas del perfil real en cada sección de estudio (es decir, considerándola como una sección de inercia variable).

Estado límite de pandeo

Para el cálculo de la longitud de pandeo, la esbeltez λ y el coeficiente reductor de pandeo χ , se considera la cartela primaria como una barra única con una sección equivalente de acuerdo con el artículo '6.3.2.3 Barras de sección variable' de la norma CTE DB SE-A. 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 reductor de pandeo χ .

Estado límite de deformación

Para el cálculo del estado límite de deformación, se estudia cada cartela secundaria por separado y considerándola de sección constante.

Perfiles Conformados

Se realizan las comprobaciones generales establecidas en CTE DB SE-A, considerándolas siempre de clase 3 o 4. Además, se contemplan algunas de las consideraciones especiales para chapas conformadas establecidas en la Parte 4 de la norma NBE-EA-95.

Parámetros de comprobación del acero

Ver LISTADO DE OPCIONES.

CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

Este apartado se refiere al cálculo de la cimentación superficial mediante zapatas aisladas o combinadas y sus posibles vigas centradoras. Existen otros apartados en esta memoria referidos a la cimentación superficial mediante losas de cimentación, muros de sótano, muros resistentes y cimentaciones profundas mediante encepados y pilotes.

Geometría

Los sistemas de coordenadas utilizados como referencia son los siguientes:

- **SISTEMA GENERAL:** constituido por el origen de coordenadas O_g y los ejes X_g , Y_g y Z_g . Los ejes X_g y Z_g son los horizontales y el eje Y_g es el eje vertical.
- **SISTEMA LOCAL:** formado por un sistema de ejes $[X_l, Y_l, Z_l]$ con origen en el nudo en el que cada zapata se define y paralelos a los ejes X_g , Y_g y Z_g .
- **SISTEMA DE EJES PRINCIPAL:** resultante de aplicar una rotación sobre los ejes locales de la zapata cuando ésta está girada respecto al eje Y_l .

Cargas

Se consideran las cargas aplicadas directamente sobre las vigas riostras y centradoras, y las reacciones obtenidas en los nudos de la estructura en contacto con el terreno, determinadas en la etapa de cálculo de la estructura.

Cálculo de la tensión admisible

Se realiza de acuerdo a lo establecido en CTE DB SE-C. El usuario podrá establecer la tensión admisible explícitamente o bien decidir que el programa la calcule en base al anejo F.1.1 del CTE DB SE-C.

Criterios de cálculo de zapatas aisladas

Se contemplan distintas distribuciones del diagrama de presiones bajo las zapatas en función de las cargas que inciden sobre éstas: en el caso de zapata centrada con carga vertical y sin momento, se considera un diagrama de distribución de presiones rectangular y uniforme; en el caso de zapata centrada con carga vertical y momentos y en el caso de zapata en esquina o medianería con carga vertical y/o momentos, se considera un diagrama también rectangular y uniforme extendido a parte de la zapata de forma que el área de presiones sea cobaricéntrica con la resultante de acciones verticales.

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 las excentricidades de la resultante respecto al baricentro de la zapata.

Criterios de cálculo de zapatas con vigas centradoras

Cuando dos zapatas están unidas por una viga centradora, se analiza el conjunto zapata-viga-zapata independientemente de que alguna de las zapatas se encuentre también unida con otra zapata mediante una viga, sin considerar interacciones con otros conjuntos viga-zapata-viga. A la viga se la puede asignar cualquier tipo de unión (incluso uniones elásticas), lo cual es tenido en cuenta por el programa.

El conjunto de zapatas y viga centradora se analiza como una viga invertida, con carga continua igual a la resultante de la presión del terreno en las dos zapatas, y con apoyos en los pilares, comprobándose que la tensión bajo las dos zapatas no supere la tensión admisible del terreno.

Criterios de cálculo de zapatas combinadas

El predimensionado de las zapatas combinadas se establece de forma que el cimiento pueda ser analizado como rígido, hipótesis que permite considerar una tensión uniforme sobre el terreno, tanto en las zonas alejadas de los pilares como en su proximidad. Por tanto, las condiciones de rigidez que cumplen las dimensiones de las zapatas combinadas son las siguientes:

■ Vuelos:

$$v \leq \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{sB}}}$$

■ Vano central:

$$\ell \leq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{sB}}}$$

donde,

ℓ	la luz del vano (máxima) entre pilares;
v	vuelo (máximo) en la dirección longitudinal y transversal;
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.

Cálculo estructural del cimiento

Criterios de armado de zapatas simples rígidas y flexibles

Considerando los aspectos referentes a zapatas recogidos en la Instrucción EHE-08, se realizan las siguientes comprobaciones:

Comprobación a punzonamiento y cortante

La Instrucción EHE-08 define la sección de cálculo S2, situada a una distancia 'd' de la cara del pilar, y que tiene en cuenta la sección total del elemento de cimentación, donde d el canto útil de la zapata. Dichos valores se miden según la dirección en la que se realicen las comprobaciones.

En la comprobación a cortante se verifica que el cortante existente en la sección S2 es menor o igual a V_{u2} (cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura transversal).

En la comprobación a punzonamiento se verifica que la tensión tangencial producida por el cortante en un perímetro crítico situado alrededor del pilar y a una distancia $2 \cdot d$ de su cara no supera la máxima tensión tangencial τ_{rd} .

Comprobación a flexión

En la Instrucción EHE-08 se define la sección de cálculo S1, situada a $0,15b$, interior a la cara del pilar de lado b, para pilares de hormigón mientras que para pilares de acero se toma como referencia la sección en la cara del pilar. El cálculo de la armadura a flexión se realiza en dicha sección y de manera que no sea necesaria la armadura de compresión. La armadura mínima colocada cumple una separación máxima entre barras de 30 cm. y la siguiente cuantía geométrica mínima de la sección de hormigón:

- B 400 S 1,0 ‰
- B 500 S 0,9 ‰

Criterios de armado de 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. Se coloca no obstante una armadura mínima recomendada a efectos de redistribución de esfuerzos en la base, compuesta por barras separadas 30 cm. Se realizan las siguientes comprobaciones:

Comprobación de punzonamiento

Se comprueba que la tensión tangencial resistida por un perímetro definido a distancia $h/2$ de la cara del pilar no sea mayor de $2 \cdot f_{ctd}$, donde f_{ctd} es la resistencia de cálculo del hormigón a tracción, de valor:

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ct,d} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ct,d} = 0,41 \cdot f_{ck}^{1/2} / \gamma_c$$

donde f_{ck} es la resistencia característica del hormigón, en MPa.

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 que la resistencia de cálculo del hormigón a tracción, donde $f_{ctd,fl}$ tiene el valor definido anteriormente.

Criterios de armado de zapatas combinadas

Para el cálculo de la flexión longitudinal se considera el modelo de viga apoyada en los pilares, con vano central y dos voladizos, según el caso, determinándose las armaduras longitudinales superior

e inferior. Las cuantías geométricas mínimas consideradas en cada dirección (superior más inferior) son, en relación a la sección de hormigón (EHE-08 Art.42.3.5):

- B 400 S 2,0 ‰
- B 500 S 1,8 ‰

Para el cálculo de la sección transversal, la zapata se divide en cinco tramos, definidos al considerar un área delimitada al valor de un canto a cada lado de los pilares.

- Tramo 1: se extiende desde el borde de la zapata hasta una línea separada a un canto del primer pilar.
- Tramo 2: es el área situada debajo del primer pilar, de ancho dos veces el canto de la zapata.
- Tramo 3: es el área comprendida entre los dos pilares, de ancho su separación menos dos veces el canto de la zapata.
- Tramo 4: se sitúa debajo del segundo pilar, teniendo como ancho dos veces el canto de la zapata.
- Tramo 5: es el tramo comprendido entre una línea a distancia de un canto desde el pilar, y el borde de la zapata.

A partir de una hipótesis de voladizo de longitud el mayor de los vuelos en sentido transversal se calcula la armadura longitudinal en los tramos 2 y 4. En los tramos 1, 3 y 5 se coloca una armadura que cubra al menos un momento igual al 20% del longitudinal, respetando las cuantías geométricas mínimas.

Para la comprobación de la armadura transversal se calculan unas dimensiones tales que no sea necesaria la disposición de estribos.

Parámetros de cálculo del cimiento

Ver LISTADO DE OPCIONES.