

Parte 5:

Análisis de diseño sísmico

© BuildSoft nv

Todos los derechos reservados. Toda reproducción total o parcial por cualquier procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo la impresión fotocopia, microfilm, o cualquier otro método de publicación, está prohibido sin la previa autorización escrita por parte de BuildSoft SA.

Al adquirir el programa POWERFRAME©, el comprador adquiere una licencia para su uso. Toda transmisión, total o parcial, de esta licencia a terceros está prohibida sin la previa autorización escrita por parte de Buildsoft SA.

A pesar del gran cuidado que se ha puesto en el desarrollo del programa y en la realización del manual de usuario, ni la redacción, ni Buildsoft SA no pueden en ningún caso ser responsables de los perjuicios directos o indirectos, ni de los daños que puedan suceder como resultado de un uso correcto o incorrecto del programa POWERFRAME© y de su manual de referencia. Buildsoft SA, ni los distribuidores del software no son de ningún modo responsables de cualquier imperfección del programa y/o del manual de referencia.

Microsoft es una marca registrada.

Windows y el símbolo Windows son marcas registradas de Microsoft Corporation.

1 Tabla de Contenidos

| | | |
|----------|-----------------------------------------------------------------|-----------|
| 1 | TABLA DE CONTENIDOS | 3 |
| 2 | DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS | 4 |
| 2.1 | INTRODUCCIÓN | 4 |
| 2.2 | ZONAS SÍSMICAS | 5 |
| 2.3 | CONDICIONES DE SUELO | 6 |
| 2.4 | REPRESENTACIÓN BÁSICA DE LA ACCIÓN SÍSMICA | 6 |
| 2.4.1 | <i>General</i> | 6 |
| 2.4.2 | <i>Espectro diseño sísmico para el análisis lineal</i> | 8 |
| 2.4.2.1 | Uso del espectro de diseño | 8 |
| 2.4.2.2 | El espectro de diseño de acuerdo con el Eurocódigo 8..... | 9 |
| 2.4.2.3 | El espectro de diseño de acuerdo con PS92..... | 10 |
| 2.4.3 | <i>Representaciones alternativas de la acción sísmica</i> | 11 |
| 2.5 | VERIFICACIONES DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO | 12 |
| 2.5.1 | <i>Eurocode 8</i> | 12 |
| 2.5.2 | <i>PS92</i> | 13 |
| 2.6 | VERIFICACIONES DE ESTADO LÍMITE DE SERVICIO | 14 |
| 2.7 | DESIGN GRAVITY LOADS (MASAS MODALES)..... | 14 |
| 2.7.1 | <i>Eurocódigo 8</i> | 14 |
| 2.7.2 | <i>P92</i> | 15 |
| 3 | ANÁLISIS SÍSMICO | 16 |
| 3.1 | INTRODUCCIÓN | 16 |
| 3.2 | ANÁLISIS MODAL | 17 |
| 3.3 | ANÁLISIS DE RESPUESTA MODAL | 19 |
| 3.4 | ANÁLISIS DE RESPUESTA MULTI-MODAL | 20 |
| 3.5 | ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA..... | 22 |
| 4 | ANÁLISIS DE DISEÑO SÍSMICO UTILIZANDO POWERFRAME | 24 |
| 4.1 | INTRODUCCIÓN | 24 |
| 4.2 | FUNCIONES SÍSMICAS EN LA VENTANA DE ‘CARGAS’ | 25 |
| 4.2.1 | <i>Grupos de cargas para análisis sísmico</i> | 25 |
| 4.2.2 | <i>Definición de las masas modales</i> | 27 |
| 4.2.3 | <i>Definición del grupo de cargas sísmico</i> | 28 |
| 4.2.4 | <i>Generación de combinaciones de cargas</i> | 30 |
| 4.3 | FUNCIONES SÍSMICAS DURANTE EL ANÁLISIS SÍSMICO | 31 |
| 4.4 | FUNCIONES SÍSMICAS EN LA VENTANA ‘DIAGRAMA’ | 33 |

2 Diseño de estructuras resistentes a sismos

2.1 Introducción

Las estructuras en regiones de riesgo sísmico se deben diseñar y construir de forma que sean capaces de resistir las acciones sísmicas sin riesgo de colapso general o local con un adecuado grado de fiabilidad. Las estructuras tienen que ser capaces de soportar una cierta carga residual después de un sismo. El diseño ante la acción sísmica, se realiza en base en un período de retorno escogido y no es necesario que coincida con el suceso (sismo) de máxima intensidad que pueda ocurrir en un lugar concreto.

Lo mencionado arriba proporciona las bases de los métodos de análisis descritos en este manual (e implementados en PowerFrame). Para satisfacer los requerimientos fundamentales de arriba, se deben seleccionar los siguientes estados límites:

✓ Estados Límites Últimos:

El sistema estructural se debe verificar desde el punto de vista de su resistencia y ductilidad. La resistencia y ductilidad que se asigna está directamente relacionado con el grado de comportamiento no lineal de la estructura considerada. En términos prácticos, el balance entre resistencia y ductilidad se caracteriza por los valores del *factor de comportamiento* q :

- $q=1$ para estructuras no disipativas. No se tiene en cuenta la histéresis de la energía de disipación durante la acción sísmica. Los desplazamientos y fuerzas internas se pueden obtener a través de un análisis lineal elástico de la estructura sujeto al diseño de la acción sísmica.
- Para estructuras disipativas se toma como *factor de comportamiento* q un valor mayor que 1, teniendo en cuenta que la histéresis de la energía de disipación se da en zonas diseñadas de forma específica llamadas *regiones críticas* o *zonas de disipación*. Esta capacidad de los sistemas estructurales para resistir las acciones sísmicas en un rango no lineal generalmente permite que se diseñe para fuerzas más pequeñas que las que corresponderían a una respuesta lineal elástica. Para evitar cualquier análisis no lineal en el diseño, la capacidad de la energía de disipación de la estructura se tiene en cuenta llevando a cabo los siguientes pasos de análisis:

- basado en el espectro del diseño sísmico, las reacciones se calculan utilizando métodos de análisis elásticos lineales
- después los desplazamientos, se calculan utilizando un método de análisis elástico lineal, se multiplican por el factor de comportamiento q .

✓ Estados Límites de Servicio:

Se debe asegurar un grado adecuado de fiabilidad en contra de deformaciones inaceptables para satisfacer los límites específicos de de deformación de cada normativa. De nuevo, las deformaciones estructurales se pueden calcular utilizando un método de análisis elástico lineal, dotado de un comportamiento estructural no lineal, que se tiene en consideración a través del uso del factor de comportamiento q .

Para complementar a este manual, se puede encontrar información más detallada en el Eurocódigo 8 y en la normativa francesa referenciada debajo PS92:

Règles de construction parasismique – Règles applicables aux bâtiments – PS 92 / Edition Eyrolles, 1996, ISBN 2-212-10015-9.

Los principios básicos y reglas de aplicación explicados en estas referencias y que están implementados en PowerFrame, sólo son aplicables en edificios.

2.2 Zonas Sísmicas

Con el propósito de realizar análisis sísmico, las autoridades nacionales dividen el territorio nacional en zonas sísmicas dependiendo del riesgo local. Se asume que cada zona tiene un mismo riesgo. El riesgo se define mediante un solo parámetro, i.e. El valor a_g de la máxima aceleración efectiva en roca o suelo firme. La aceleración sísmica del terreno que definen las autoridades nacionales para cada zona, corresponde a un periodo de retorno de 475 años.

En la normativa francesa, la aceleración sísmica del terreno se define como la *aceleración normal*. Los valores de a_N no sólo son función de la zona sísmica (0, Ia, Ib, II y III), sino también la clase de riesgo:

- ✓ Clase A: Construcciones de poca importancia para la seguridad pública, ej. Construcciones agrícolas, etc.
- ✓ Clase B: Construcciones “ordinarias”, las cuales su colapso durante el terremoto implica un riesgo para los habitantes.
- ✓ Clase C: Construcciones donde la resistencia sísmica es importante en vista a consecuencias civiles y económicas asociadas al colapso. Ej. Edificios públicos.
- ✓ Clase D: Construcciones donde la integridad durante el terremoto es de vital importancia para la protección civil, Ej., hospitales, estaciones de bomberos, plantas energéticas,...

2.3 Condiciones de suelo

La influencia de las condiciones locales del suelo en la acción sísmica se tendrá generalmente en consideración considerando la apropiada clasificación de suelos. Así como el Eurocódigo 8 especifica 3 clases (A, B y C- consultar el Eurocódigo 8 para más información), la norma Francesa PS92 prevé una clasificación según obra (S_0 , S_1 , S_2 & S_3). A pesar de que el Eurocódigo 8 y la PS92 utilizan una nomenclatura distinta y distintos criterios de detalle, ambas normas se puede decir que aplican el mismo concepto para tener en cuenta el impacto de las condiciones del suelo en la intensidad de la acción sísmica.

2.4 Representación básica de la acción sísmica

2.4.1 General

Dentro del alcance de ambas normas antes mencionadas, el movimiento sísmico en un punto de la superficie de una estructura se representa generalmente por el llamado “espectro de respuesta elástico”. Se considera que la estructura en cuestión está sujeta a un desplazamiento uniforme aplicado en la base del soporte. De esa forma se asume implícitamente que todos los puntos de soporte están sujetos a la misma excitación uniforme. Si no se pudiera aplicar esta consideración sin salir de los límites razonables, habría que utilizar el llamado *modelo espacial* de la acción sísmica. Los modelos espaciales para acciones sísmicas no son parte de la implementación del análisis para diseño sísmico del PowerFrame.

La acción sísmica horizontal se define por dos componentes ortogonales consideradas independientes entre sí y representadas por el mismo espectro de respuesta elástica. A menos que haya estudios específicos que indiquen lo contrario, la componente vertical de la acción sísmica se suele representar en el mismo espectro (el definido por las dos componentes que se ha comentado anteriormente) pero aplicando un factor de reducción relativamente importante en las ordenadas.

La aplicación del espectro de respuesta elástica descrito arriba asume un comportamiento elástico lineal de la estructura sujeta a la acción sísmica. Sin embargo, la realidad es que la mayoría de estructuras muestran un comportamiento más bien no lineal en tales circunstancias, como una considerable suma de energía se disipará debido al comportamiento dúctil de los elementos y las uniones estructurales. Gracias a este comportamiento no lineal, tales estructuras, sujetas a una acción sísmica, se pueden diseñar para unas fuerzas internas más pequeñas de las que corresponderían a una respuesta elástica lineal.

¿Implica esto que los análisis de diseño sísmico de un edificio se debe hacer necesariamente con un tipo de análisis no lineal? Una buena pregunta, los análisis no lineales implican una serie de dificultades en términos de coste de análisis y complejidad del mismo. Afortunadamente, las Normas de diseño sísmico dan la posibilidad de reemplazar el complejo análisis no lineal por un análisis elástico lineal, siempre que se cumpla lo siguiente:

- ✓ El análisis está basado en el uso del llamado *espectro de diseño sísmico* que viene del espectro de respuesta elástico con la introducción del *factor de comportamiento* q . En gran parte, esto resulta de dividir el espectro de respuesta elástico por un factor q con lo que se obtiene el **espectro de diseño**
- ✓ Las fuerzas internas se calculan basándose en el *espectro de diseño sísmico* como resultado de la excitación de la estructura.
- ✓ Los desplazamientos se calculan también basándose en el espectro de diseño sísmico, pero posteriormente se multiplican por el *factor de comportamiento* q .

Así, el factor de comportamiento q juega un papel crucial en el diseño de análisis sísmico basado en el Eurocódigo 8 o la PS92. Este factor de comportamiento se incrementará proporcionalmente en función de la capacidad de disipar energía durante un sismo que posea la estructura (a través del comportamiento local plástico, por ejemplo). Ambas normas proporcionan valores explícitos para el factor de comportamiento q para estructuras de acero, hormigón y madera. Consulte los documentos apropiados de las normas para obtener una información más precisa de valores de q reales y aceptables para el diseño de análisis sísmico.

2.4.2 Espectro diseño sísmico para el análisis lineal

2.4.2.1 Uso del espectro de diseño

Sin entrar en más detalles sobre la aplicación de los espectros de diseño de sismo, sería de gran ayuda, como mínimo, describir los aspectos básicos de éste.

Un espectro de diseño sísmico se puede considerar esencialmente como una respuesta envolvente de picos de una estructura que está sujeta por su base a una acción sísmica con la aceleración nominal (o de diseño) del suelo a_g (o a_N). Mientras que la aceleración de diseño o nominal es aplicable en rocas o suelos firmes, el espectro de diseño sísmico contiene varios parámetros que tienen en cuenta:

- ✓ Las características del subsuelo, basándose en la clasificación de suelos (EC8) o la clasificación por sitios de la edificación (PS92)
- ✓ El comportamiento no lineal de la estructura del edificio, a través del *factor de comportamiento q*
- ✓ El comportamiento dinámico lineal de la estructura del edificio, a través de los periodos de vibración. En efecto:
 - Si, por ejemplo, el primer periodo de vibración T_1 de una estructura es conocido, entonces la ordenada del espectro de diseño sísmico en la abscisa T_1 es una medida para los desplazamientos estructurales y fuerzas internas si el correspondiente modo de vibración está efectivamente provocado por la acción sísmica
 - En realidad, un amplio rango de periodos de vibración T_j y sus correspondientes modos propios se pueden calcular para cualquier estructura. Para cada modo propio que está efectivamente provocado por una acción sísmica, la respuesta estructural se puede obtener a través del uso del espectro de diseño sísmico. En un paso siguiente, los valores de respuesta para los modos de vibración se podría combinar de un modo apropiado para calcular la respuesta total inducida por la acción sísmica.
 - Este flujo de análisis está referido mayormente a un análisis de respuesta modal y se explica, con más detalle, des del capítulo 3.2 hasta el 3.5 del presente manual. Este flujo de análisis está mayormente referido como una respuesta de análisis multimodal y está explicado, con más detalle, en los capítulos des del 3.2 al 3.5 del presente manual.

2.4.2.2 El espectro de diseño de acuerdo con el Eurocódigo 8

El espectro de diseño normalizado en relación a la aceleración de la gravedad g , está dado por el formulario que viene a continuación:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \left[1 + \left(\frac{T}{T_B} \right) \cdot \left(\frac{\beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_{d1}} \geq 0,20\alpha$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k_{d1}} \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_{d2}} \geq 0,20\alpha$$

donde:

$S_d(T)$ Espectro de diseño sísmico, normalizado en relación a la aceleración de la gravedad g

T Periodo de vibración de la estructura (referido en el 2.4.2.1)

α Aceleración de diseño normalizada ($= a_g / g$)

β_0 Factor de amplificación de la aceleración espectral, en función de la clasificación de suelos

S Parámetro de suelos, en función de la clasificación de suelos

q Factor de comportamiento, en función del material y el tipo de estructura

T_B, T_C Límites de periodos de vibración de la rama de la aceleración espectral constante

T_D Valor del periodo de vibración definiendo el inicio del rango de la constante de desplazamiento del espectro

k_{d1}, k_{d2} Exponentes que influyen en la forma del espectro para periodos de vibración mayores de T_C, T_D

Consultar los documentos de las Normas correspondientes para una información más precisa de los valores apropiados de los parámetros mencionados más arriba.

2.4.2.3 El aspecto de diseño de acuerdo con PS92

El espectro de diseño normalizado en relación a la aceleración de la gravedad g , está dado por el formulario que viene a continuación:

$$0 \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = \alpha \cdot \rho \cdot \tau \cdot \frac{R_M}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \alpha \cdot \rho \cdot \tau \cdot \frac{R_M}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_{d1}}$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \alpha \cdot \rho \cdot \tau \cdot \frac{R_M}{q} \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k_{d1}} \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_{d2}}$$

donde:

$S_d(T)$ Espectro de diseño sísmico, normalizado en relación a la aceleración de la gravedad g

T Periodo de vibración de la estructura (referido en el 2.4.2.1)

α Aceleración de diseño normalizada ($= a_g / g$)

R_M Factor de amplificación para el espectro de aceleración, función de la clasificación del lugar del edificio y valido para amortiguamiento critico viscoso del 5%

ρ Factor de corrección, función del amortiguamiento viscoso ξ

τ Factor de amplificación topográfico.

q Factor de comportamiento, en función del material y el tipo de estructura

T_B, T_C Límites de periodos de vibración de la rama de la aceleración

| | |
|------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| | espectral constante |
| T_D | Valor del periodo de vibración definiendo el inicio del rango de la constante de desplazamiento del espectro |
| k_{d1}, k_{d2} | Exponentes que influyen en la forma del espectro para periodos de vibración mayores de T_C, T_D |

La referencia anterior es ligeramente diferente de los documentos PS92 reales ya que no esta actualizada.

2.4.3 Representaciones alternativas de la acción sísmica

Además del espectro de diseño sísmico con el análisis lineal elástico de la estructura, hay métodos alternativos que se pueden utilizar para el diseño de sismos. Se pueden distinguir otros tres modos:

- ✓ **Análisis en función de la potencia:** el movimiento sísmico dado en un punto de la superficie del suelo se representa como un proceso aleatorio, definido por una función de densidad espectral de potencia. El espectro de potencia consistirá en el espectro de respuesta elástica utilizado para la definición básica de la acción sísmica descrita anteriormente. Esta consistencia debe ser observada por el Ingeniero de diseño.
- ✓ **Análisis en el tiempo:** análisis del historico de tiempo: el movimiento sísmico también se puede representar por términos de aceleración del suelo en función del tiempo y cantidades relativas (velocidad y desplazamiento) time-histories. Dependiendo de la naturaleza de la aplicación y de la información realmente disponible, la descripción del movimiento sísmico se puede hacer usando acelerogramas artificiales y grabados o acelerogramas simulados.
- ✓ **Análisis de dominios de frecuencias:** el input de la acción sísmica es el mismo que en el método anterior, pero los modelos de acelerograma están dados en series de Fourier.

De todos modos, el método de espectro de diseño sísmico permanece como el método de (p)referencia, combinándolo con un análisis de respuesta multimodal. Se pueden utilizar los métodos explicados más arriba, pero siempre hay que demostrar que se pueden aplicar todos los requerimientos conocidos para estos métodos.

Por lo tanto, el análisis de diseño sísmico con PowerFrame está siempre basado en el método de (p) referencia, que es aplicable casi siempre.

2.5 Verificaciones del Estado Límite Último

Basado en las combinaciones sísmicas explicadas abajo, se debe hacer una verificación de resistencia y estabilidad, además de las verificaciones por combinaciones fundamentales.

Hay que mencionar también que las Normas de diseño sísmico no sólo imponen unos requerimientos de resistencia y estabilidad de los estados límites últimos, también hay un número de especificaciones por lo que concierne a requerimientos del nivel de ductilidad, equilibrio global, desplazamientos laterales... Para una información más precisa sobre el tema consultar estos requerimientos en la norma adecuada.

2.5.1 Eurocode 8

Las verificaciones del Estado Límite Último se deben realizar para combinaciones accidentales (o sísmicas) dada por la función de abajo, además de las combinaciones fundamentales:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde

- | | |
|--------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ... | valor característico |
| G: | acción permanente |
| A_{Ed} : | valor de diseño de acción sísmico, basado en el espectro de diseño sísmico |
| γ_1 : | factor de importancia. Este valor varía entre 0.8 y 1.4 como una función de categoría de importancia a la que la estructura pertenece |
- Categoría IV, $\gamma_1=0.8$: edificios de importancia menor para la seguridad pública, p.e. edificios de agrícolas, etc.
 - Categoría III, $\gamma_1=1.0$: edificios “comunes”, en el que el colapso debido a terremotos representa un riesgo normal para la gente que no está en él

- Categoría II, $\gamma_1=1.2$: edificios cuya resistencia al terremoto es importante desde el punto de vista de la seguridad civil y las consecuencias en la economía, p.e. edificios públicos...
- Categoría I, $\gamma_1=1.4$: edificios cuya integridad durante los terremotos es de vital importancia para la protección civil y la defensa nacional, p.e. hospitales, parques de bomberos, plantas transformadoras...

Comentarios: en caso de utilizar la PS92, la aceleración de diseño del suelo ya tiene en cuenta la “importancia” de la estructura en términos de seguridad pública. En caso de utilizar el Eurocódigo 8 la “importancia” se tiene en cuenta con la introducción de γ_1 .

Q: acción variable

ψ_2 : coeficiente de combinación para valores casi-permanentes de la acción variable

2.5.2 PS92

Las verificaciones de los estados límite deben ser realizadas para la acción accidental (o sísmica) tipo de combinación de abajo. A más de la acción:

$$\sum_{j>=1} G_{k,j} + E + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>=2} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde

\dots_k : valor característico

G: acción permanente

E: valores de diseño para la acción sísmica, basado en diseño sísmico espectral.

Q: Acción variable.

Q_1 : Acción variable mas desfavorable

ψ_1 : coeficiente de combinación para valores frecuentes de acciones variables.

ψ_2 : coeficiente de combinación para valores de carga casi-permanentes.

2.6 Verificaciones de Estado Límite de Servicio

Las verificaciones del Estado Límite de Servicio se deben llevar a cabo respecto las desviaciones horizontales debidas a la acción sísmica. El Eurocódigo 8 especifica los límites del llamado “flujo entrepisos”– siendo éste el promedio de desplazamiento relativo a cada nivel de la estructura. Además, la PS92 también restringe la desviación total de la estructura entera.

2.7 Design gravity loads (masas modales)

Según explicado arriba, (sección 2.4.2.1) está claro que para el análisis de diseño de estructuras sujeto a una acción sísmica, requiere un análisis modal. Tal análisis calcula las frecuencias propias correspondientes a los modos de vibración. Los resultados del análisis dependen en gran parte de la cantidad de masas equivalentes que se consideran durante los cálculos. Tales masas equivalentes no son sólo las relativas al peso propio de la estructura, sino también las cargas permanentes y las variables.

Entonces la cuestión aparece de como las cargas permanentes y variables se deben considerar para que deriven en masas equivalentes que se utilizaran durante el análisis modal y el consecuente análisis de diseño sísmico. Ambas Normas de diseño sísmico tratadas en este manual proveen las especificaciones necesarias.

2.7.1 Eurocódigo 8

Para utilizar las masas equivalentes de diseño para el análisis modal de la estructura, las masas sísmicas relacionadas con la siguiente combinación de cargas debe ser considerada:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

donde

| | |
|------------|------------------------|
| ...k: | valor característico |
| G: | acción permanente |
| Q: | acción variable |
| ψ_E : | $\varphi \cdot \psi_2$ |

- φ : coeficiente de correlación para el grado de ocupación simultánea de los pisos. Los valores necesarios para φ deben ser tomados de la norma para sismos
- ψ_2 : coeficiente de combinación para valores de acciones variables en combinaciones casi-permanentes

2.7.2 P92

Para utilizar las masas equivalentes de diseño para el análisis modal de la estructura, las masas sísmicas relacionadas con la siguiente combinación de cargas debe ser considerada:

$$\sum_{j>=1} G_{k,j} + \psi_{E1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>=2} \psi_{E2,i} Q_{k,i}$$

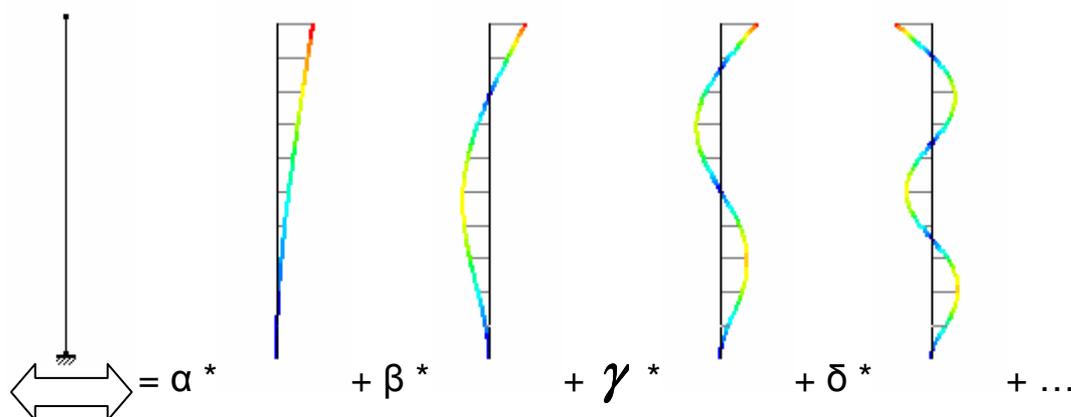
donde

- ... k : valor Característico
- G : acción permanente
- Q : acción variable
- Q_1 : acción variable mas desfavorable
- ψ_{Ex} : $\varphi \cdot \psi_x$ ($x = 1, 2$)
- φ : coeficiente de correlación . Valores de φ se necesitan de la normativa de sismo.
- ψ_1 : coeficiente de combinación para valor frecuente de acción variable.
- ψ_2 : coeficiente de combinación para acciones variables casi-permanentes.

3 Análisis sísmico

3.1 Introducción

Se considera el análisis de un pilar, empotrado por su base y sujeto a una aceleración horizontal. Se asume que esta aceleración horizontal varía como una función de tiempo en donde se inducen las vibraciones al pilar. Se puede mostrar que esas vibraciones se pueden describir como una superposición lineal de los modos propios de vibración del pilar, en la que los modos de vibración reaccionan completamente independientes los unos de los otros a la excitación impuesta en la base:



Los factores de combinación α , β , γ , δ , ... son a priori desconocidos, pero se pueden calcular como una función de la aceleración impuesta en la base y como una función de las propiedades de amortiguación de la estructura. Los modos de vibración, por un lado, son independientes de la excitación impuesta en la base y son también prácticamente independientes de las propiedades de amortiguación de la estructura. Se pueden calcular empezando por las propiedades de la rigidez de la estructura y las propiedades de masas. Este cálculo es normalmente referido como análisis modal.

En teoría, se pueden calcular un número infinito de modos de vibración para cualquier estructura. En la práctica de todos modos, es suficiente con considerar sólo los N modos de vibración más bajos para todo el análisis dinámico. Esto explica las ventajas de que tal aproximación se compare con un análisis dinámico directo, durante el cual la respuesta de la estructura a la excitación impuesta se obtiene a través de una integración directa de las ecuaciones de movimiento como una función de tiempo:

- ✓ Usando técnicas de **análisis modal**, se calculan las primeras N frecuencias propias y modos propios, independientes de la excitación impuesta

- ✓ Después, la respuesta estructural a la excitación impuesta se calcula utilizando un análisis de respuesta multi modal como una **combinación** (o **superposición**) de los N modos de vibración más bajos, con la ventaja de que sólo hay que resolver un número limitado (N) de ecuaciones. Además, los modos de vibración calculados previamente se pueden reutilizar cuando se consideran otros tipos de excitación.

3.2 Análisis modal

El objetivo de un análisis modal es calcular el mínimo número N de frecuencias propias f_i (expresadas en Hertz) de una estructura, a través de sus correspondientes modos propios Φ_i .

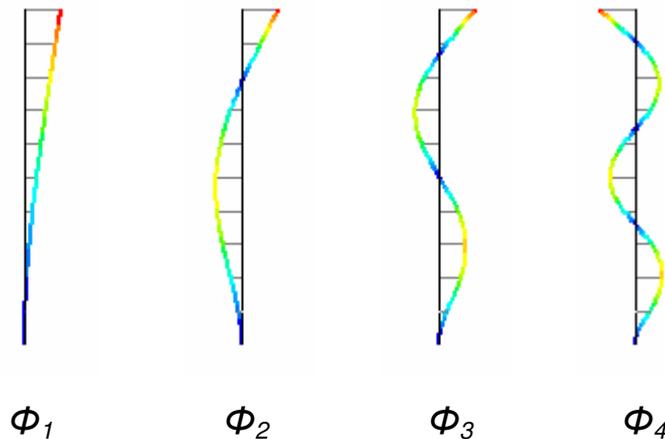
Puntos a tener en cuenta:

- ✓ Muy a menudo, se utiliza una terminología diferente para las **frecuencias propias**:
 - **Periodo propio** T_i , siendo el inverso de la frecuencia f_i (expresada en segundos).
 - **Pulsación propia** $\omega_i = 2\pi * f_i$
- ✓ modos propios Φ_i no se pueden interpretar en términos absolutos: sólo se puede interpretar la forma del modo propio, no su amplitud – al menos no sin información adicional
- ✓ la información adicional necesaria para la absoluta interpretación es la también llamada **masa modal** m_i correspondiente a un modo propio Φ_i .

La masa modal puede ser fácilmente explicada como la fracción de la masa total de la estructura que participa de manera efectiva en los desplazamientos descritos por el modo propio Φ_i . Por ejemplo, se puede deducir de la figura de abajo que para el primer modo propio Φ_1 todos los nudos del pilar siempre se mueven en fase y entonces en consecuencia la masa distribuida de la estructura se moverá globalmente en fase. Sólo la amplitud del movimiento de la masa distribuida será variable (cero a la base del pilar, máximo en lo alto del pilar).

Con el segundo modo propio Φ_2 , no todos los nudos se moverán en fase. Como consecuencia, parte de la masa distribuida se moverá en una dirección mientras el resto de la masa se moverá en la dirección opuesta. En total, menos masa es efectivamente “movilizada” por esta forma de modo, resultando una masa modal más pequeña para el segundo modo propio (asumiendo que el desplazamiento máximo de ambos modos propios Φ_1 y Φ_2 es el mismo).

En general, se puede decir que incrementando de frecuencia propia f_i , decrecerá la longitud de onda de los modos propios Φ_i y la masa modal m_i también decrecerá (considerando también que el desplazamiento máximo de todos los modos propios Φ_i es igual).



Las explicaciones de arriba permiten entender que la contribución de los modos propios más altos decrecerá rápidamente en el contexto de un análisis dinámico, como un incremento más pequeño de la masa se movilizará por los modos propios con un incremento de la frecuencia propia.

Teniendo en cuenta todas esas consideraciones, la introducción de esta sección se debería modificar como sigue:

El objetivo de un análisis modal es calcular las N frecuencias propias f_i mas bajas (expresadas en Hertz) de una estructura, junto con los correspondientes modos propios Φ_i y las masas modales m_i

El conocimiento de los modos propios Φ_i y sus correspondientes masas modales m_i permite una interpretación absoluta y sin ambigüedades de la respuesta de una estructura sujeta a una excitación de tipo dinámico.

En el caso de que se realice un análisis modal como base para un análisis dinámico, se utiliza mayormente el concepto de *masa modal efectiva*. La *masa modal efectiva* difiere de la *masa modal* en el sentido en el sentido de que las masas modales efectivas tienen en cuenta el tipo de excitación que se aplica a la estructura. Las masas modales efectivas se pueden calcular sólo si ha definido la acción sísmica, más en particular cuando las direcciones de la acción sísmica a considerar son conocidas.

La importancia de la masa modal efectiva está relacionada con el hecho de que la suma de todas las masas modales efectivas (en caso de considerarse un número infinito de modos de vibración) es igual a la masa total de la estructura. Además, tanto el Eurocódigo 8 y la PS92 especifican el criterio de

abajo para determinar el número de modos de vibración N que se deben utilizar para el análisis sísmico:

El número de modos de vibración N a utilizar para un análisis sísmico se puede delimitar a n , a condición de que la suma de las masas modales efectivas para el mínimo número n de modos propios sea igual al 90% de la masa total de la estructura, para cada dirección en la que se considera la acción sísmica

Como criterio adicional para el número N de *modos propios* que se debe tener en cuenta para un análisis sísmico, hay que consultar a la Norma correspondiente.

Las estructuras que tienen un alto grado de simetría pueden tener 2 (o más) modos de vibración en la misma frecuencia propia. Se hace referencia a estos modos como modos dobles (o modos triples...). De acuerdo con la teoría de análisis modal, las formas de modo correspondientes son ortogonales entre ellas. En la práctica (definitivamente en vista de una buena respuesta multi-modal del análisis) es crucial que un programa de análisis sea capaz de calcular la resolución del valor propio de modos dobles mientras respeta las propiedades de ortogonalidad. La base de análisis de PowerFrame es perfectamente capaz de llevar a cabo esta situación y así garantiza en cualquier momento una base correcta para un análisis de respuesta multi-modal.

3.3 Análisis de respuesta modal

El objetivo de un análisis de respuesta modal es calcular la respuesta de una estructura en el caso del 1 modo propio Φ_i específico (con su correspondiente frecuencia propia f_i y su masa modal m_i) provocado por la aplicación de una carga dinámica.

Se puede mostrar que un modo propio Φ_i se comporta como un sistema masas-resorte con masa (modal) m_i y rigidez (modal) k_i . La frecuencia propia f_i de tal sistema de masa resorte está dado por

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_i}{m_i}}$$

En el caso de que uno de estos sistemas esté sujeto en su base por un espectro de diseño sísmico $S_d(T)$ en una dirección concreta, se puede mostrar que este sistema sufrirá un desplazamiento pico dado por la relación de abajo:

$$v_i = \left[\frac{l_i}{m_i} \right] \cdot \left[\frac{g \cdot S_d(T_i)}{\omega_i^2} \right] \cdot \Phi_i$$

donde

- v_i Vector del desplazamiento máximo
- T_i Periodo propio del modo propio Φ_i ($= 1 / f_i$)
- l_i Masa efectiva modal correspondiente al modo propio Φ_i , para la dirección que se ha aplicado el espectro de diseño sísmico

Una vez es conocido el desplazamiento pico, los correspondientes valores máximos para fuerzas internas (momentos, cortantes, fuerzas de compresión y tracción...) se pueden obtener fácilmente haciendo uso de las características de todos los elementos estructurales.

3.4 Análisis de respuesta multi-modal

El objetivo del análisis de repuesta multi-modal es calcular la respuesta de una estructura con varios casos de modos propios Φ_i (con sus correspondientes frecuencias propias f_i y sus masas modales m_i) causados por las cargas dinámicas aplicadas.

En caso de que la estructura esté sujeta en su base por un espectro de diseño sísmico $S_d(T)$ en una dirección concreta, provocará, en principio, varios modos propios Φ_i . Para cada modos propios, el vector de desplazamiento crítico v_i se puede calcular tal y como está explicado en la sección 3.3. El vector de desplazamiento crítico total se puede obtener a través de una relación cuadrática de la contribución de todos los N modos propios Φ_i :

$$v = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^N v_i^2}$$

Se puede aplicar una combinación completamente similar de la fórmula para obtener los valores pico de las fuerzas internas, basada en la contribución de todos los N modos propios:

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^N E_i^2}$$

Hay que remarcar que el \pm en la fórmula de arriba es para que quede totalmente determinada la dirección en que se aplica el espectro de diseño sísmico, el espectro de diseño siempre necesita ser considerado en el sentido positivo y negativo a lo largo de esta dirección.

El número de modos propios N para considerar no se conoce “a priori”. Como ya se ha mencionado en la sección **Error! Reference source not found.**, el número de modos propios N requeridos se puede determinar en base de las masas modales efectivas. En efecto, se conoce la suma de todas las masas modales efectivas (en caso de que se considere un número infinito de modos propios) que igualan la masa total de la estructura. Además, tanto el Eurocódigo 8 y la PS92 especifican el criterio de abajo para determinar el número de modos propios N que se deben utilizar para el análisis sísmico:

El número de modos de vibración N a utilizar para un análisis sísmico se puede delimitar a n , a condición de que la suma de las masas modales efectivas para el mínimo número n de modos propios sea igual al 90% de la masa total de la estructura, para cada dirección en la que se considera la acción sísmica

Como criterio adicional para el número de modos propios N que se debe tener en cuenta para un análisis sísmico, hay que consultar a la Norma correspondiente.

Sin embargo la cuestión permanece en que se debe hacer en el caso de que la suma de las masa modales no llegue al umbral del 90% descrito arriba para los N modos propios disponibles, como mínimo para una de las direcciones principales de la acción sísmica. En este caso, hay dos posibles alternativas:

- Realizar un nuevo análisis modal entero, incrementando el número N de modos propios para calcular. Desde luego, todo un análisis requiere un incremento importante de tiempo empleado para computar la función del número de los modos propios solicitados. Esto hace que sea un aproximación poco económica.
- La otra alternativa, es que se pueden utilizar técnicas de corrección casi estáticas para los modos disponibles.

Esta corrección casi-estática se aplica a los resultados del análisis multi-modal.

Con esta aproximación, se asume que las frecuencias de los modos no disponibles son suficientemente altas respecto a la mayoría de frecuencias que cubren el espectro de diseño sísmico. En este caso, se puede asumir que estos modos responden estáticamente (y no dinámicamente) a la acción sísmica. La respuesta estática de los modos no disponibles se puede obtener directamente utilizando los modos calculados y considerando una distribución de cargas que sea la equivalente estática a la acción sísmica. Esta respuesta estática es entonces aplicada como una corrección a los resultados obtenidos del previo análisis de respuesta multi-modal.

Durante el análisis sísmico, PowerFrame aplicará en todos los casos una corrección casi-estática (no se requerirá ninguna intervención del usuario), que asegura una exactitud máxima de los resultados de los análisis en todos los casos (incluso cuando la suma de masas modales es inferior al 90% de la masa modal total en una o más direcciones principales de la acción sísmica).

3.5 Análisis de respuesta sísmica

El objetivo de un análisis de respuesta sísmica es calcular la respuesta de una estructura sujeta simultáneamente a un diseño espectral en un número de direcciones ortogonales mutuas.

De acuerdo a las normas sísmicas EC8 y PS92, cada acción sísmica se debe considerar como un diseño espectral aplicado en dos direcciones horizontales ortogonales (referidas como X' y Z'). Para ambas direcciones, el mismo diseño espectral es aplicar lo que es desconocido “a priori”. En principio, esas direcciones se deben definir como las correspondientes a las de efecto más desfavorable en la estructura de la acción sísmica.

Como parte del análisis de respuesta sísmica, se realizan dos análisis de respuesta muti-modal: uno para cada dirección multi-modal (X' , Z'). Esto proporciona los siguientes resultados (basados en los principios descritos en el 3.4):

- ✓ $E_{X'}$ - valores pico de desplazamientos y fuerzas internas para un espectro de diseño sísmico aplicado a lo largo de X'
- ✓ $E_{Z'}$ - valores pico de desplazamientos y fuerzas internas para un espectro de diseño sísmico aplicado a lo largo de Z'

Los resultados de ambos análisis de respuesta multi-modal se pueden combinar entonces como sigue

- ✓ E_X “+” $0.30 E_Y$ “+” $0.30 E_Z$
- ✓ $0.30 E_X$ “+” E_Y “+” $0.30 E_Z$
- ✓ $0.30 E_X$ “+” $0.30 E_Y$ “+” E_Z

El “+” en esas expresiones se debe interpretar como “para combinar con”, todas esas expresiones de arriba efectivamente representan respuestas envolventes describiendo los efectos de una acción sísmica a lo largo de X’ y Z’.

4 Análisis de diseño sísmico utilizando PowerFrame

4.1 Introducción

Esta sección del manual en análisis de diseño sísmico describe con más detalle el uso práctico de las capacidades de diseño sísmico de PowerFrame. Como punto de inicio, se puede decir que el análisis de diseño sísmico es una parte integrada del diseño íntegro de la estructura. En otras palabras, el análisis de diseño sísmico no representa un paso extra que se tenga que considerar como el final del análisis de diseño estructural, sino que está completamente integrado en el proceso entero de análisis.

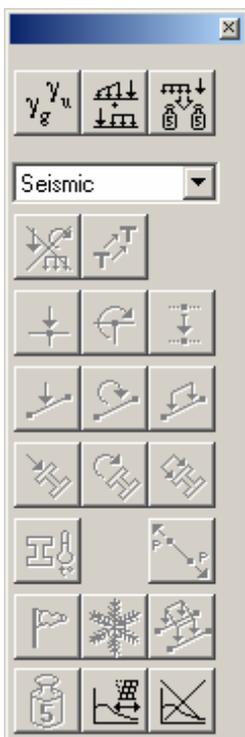
De todos modos, el análisis de diseño sísmico es parte del procedimiento normal del procedimiento de análisis elástico en PowerFrame. Des del punto de vista del usuario, hay pequeñas diferencias entre el análisis elástico con y sin acción sísmica. Las diferencias principales relacionadas con la introducción de acciones sísmicas, son:

- ✓ En la ventana de 'Cargas':
 - La definición explícita de un grupo de cargas en que se maneja el diseño de masas (como una función de las cargas permanentes y la variables), como se suele hacer para cualquier tipo de análisis dinámico (en particular para cualquier tipo de análisis sísmico)
 - La definición explícita de un grupo de cargas sísmicas
 - La generación de combinaciones de cargas sísmicas para estados límite últimos, próximos a las combinaciones de cargas fundamentales
- ✓ Durante el análisis elástico:
 - Cuando arranca el análisis elástico, se realizará automáticamente un análisis de respuesta multi-modal. Los resultados de este análisis se combinará con los efectos de las cargas estáticas, consistente con la definición de todas las combinaciones de cargas
- ✓ En la ventana 'Diagramas'

- Desde luego, ahora se tiene acceso a todos los resultados del análisis para combinaciones de cargas sísmicas. Aparte de eso, no habrá mayores diferencias en comparación con un tipo de análisis estático tradicional. Desde luego las comprobaciones (para acero, hormigón o madera) tendrán en cuenta todas las combinaciones disponibles:
 - ULS FC (combinaciones fundamentales)
 - ULS SC (combinaciones sísmicas)
 - SLS QP (combinaciones casi-permanentes)
 - SLS RC (combinaciones raras)

4.2 Funciones sísmicas en la ventana de ‘Cargas’

4.2.1 Grupos de cargas para análisis sísmico



A través del icono “Factor de carga” en la barra de herramientas de la ventana de ‘Cargas’, se pueden definir dos grupos de cargas que son específicos para un análisis modal y/o sísmico:

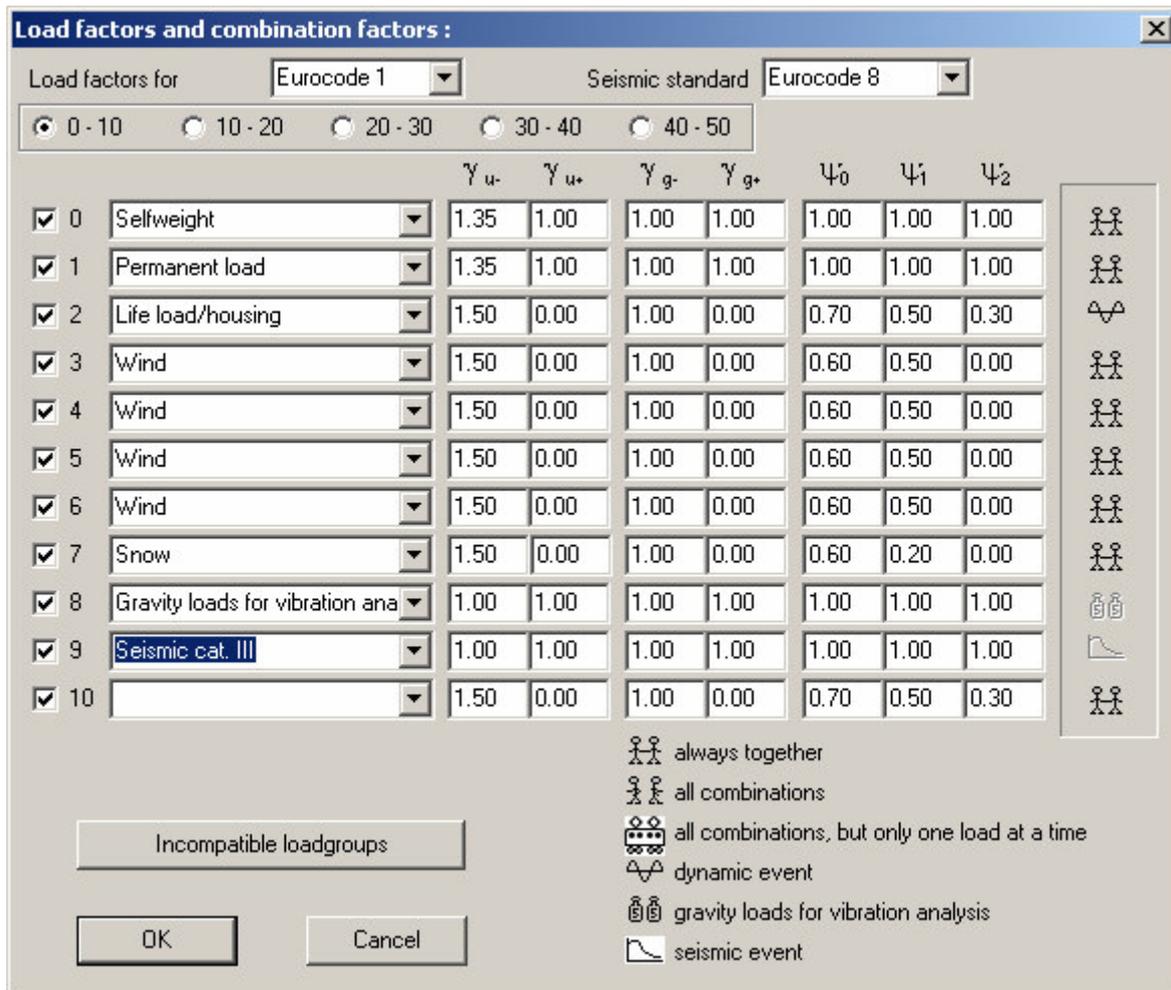
- ✓ **Masas para análisis de vibración:** este grupo incluye todas las masas que han de tenerse en cuenta durante cualquier tipo de análisis dinámico. Esas masas se pueden extraer rápidamente de las cargas permanentes y de las cargas variables que están definidas en varios grupos de cargas, a través del uso del icono . En cualquier momento, también es posible añadir masas discretas (o cargas permanentes) manualmente, sólo seleccionando esos nudos y entonces usando el icono .
- ✓ **Sismico:** este grupo contiene la definición de la acción sísmica. La definición en sí se puede hacer a través del icono . En cualquier momento, el grupo de cargas **Sismico** incluirá una visualización de las masas de diseño utilizadas para el análisis de vibración. Esta información siempre permanece entre ambos grupos de cargas **Masas**

equivalentes para análisis por vibración (correlación de coeficientes para masas modales) y ***Sísmico***.

Los grupos de cargas descritos arriba se pueden configurar utilizando la ventana de diálogo mostrada más abajo. Habría que anotar que el icono mostrado en la columna de la derecha, se adaptará automáticamente por sí mismo al tipo de grupo de carga seleccionado. Mientras es posible cambiar este icono manualmente en caso de cargas estáticas (para definir como las cargas que forman parte de grupos de cargas tendrían que aplicarse a la estructura), esto no es posible para las masas modales y el grupo de cargas para sismos.

También hay que recordar el seleccionar la norma apropiada para el diseño sísmico en la ventana de diálogo mostrada más abajo. Si se selecciona el Eurocódigo 8, entonces la definición del grupo de cargas sísmicas requiere la especificación de una de las 4 categorías (de I a IV, correspondiente a la importancia del edificio tal y como se describe en el capítulo 2.5.1). Dependiendo de la categoría seleccionada, el correspondiente factor de importancia se asignará automáticamente a los coeficientes de seguridad de la tabla de abajo.

Nota final: en caso de que se seleccione cualquiera de las normas francesas (tanto CM66 como BAEL91), sólo se podrá utilizar la norma de diseño sísmico PS92.



4.2.2 Definición de las masas modales

A través del icono de la barra de herramientas, aparece la ventana de diálogo que se muestra más abajo. Esta ventana de diálogo permite la definición de la correlación de coeficientes que se utilizan para el cálculo de las masas modales de diseño (consultar el apartado 2.7 para más información sobre la correlación de coeficientes). Para cada grupo de cargas, se puede definir manualmente un valor para ϕ , basado en las especificaciones proporcionadas por la norma de diseño seleccionada.

Basado en los coeficientes de correlación, PowerFrame calculará automáticamente las masas modales para el diseño que se utilizarán durante cualquier tipo de análisis dinámico (modal, sísmico...). Basado en el tipo de cargas estático que forman parte de los grupos de cargas seleccionados. Esas masas modales se visualizan en la ventana de 'Cargas' en el modelo geométrico del análisis, en caso de que se seleccione la opción "Masas equivalentes para el análisis por vibración" o "Sísmico" como grupo activo de cargas.

Correlation coefficients for design gravity loads (EC 8)

0 - 10
 10 - 20
 20 - 30
 30 - 40
 40 - 50

| | Ψ_2 | φ |
|-----------------------------------------------------------------|----------|-----------|
| <input checked="" type="checkbox"/> 0 Selfweight | 1.00 | 1.00 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 1 Permanent load | 1.00 | 1.00 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 2 Life load/housing | 0.30 | 1.00 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 3 | 0.30 | 1.00 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 4 | 0.30 | 1.00 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 5 | 0.30 | 1.00 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 6 | 0.30 | 1.00 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 7 | 0.30 | 1.00 |
| <input type="checkbox"/> 8 Gravity loads for vibration analysis | 1.00 | 1.00 |
| <input type="checkbox"/> 9 Seismic cat. II | 1.00 | 1.00 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 10 | 0.30 | 1.00 |

OK Cancel

4.2.3 Definición del grupo de cargas sísmico

El icono  permite al usuario definir completamente la acción de diseño sísmico a través del diálogo de la ventana que se muestra más abajo. Dependiendo de la norma que se haya escogido, se deben especificar un número de parámetros para definir la acción sísmica.

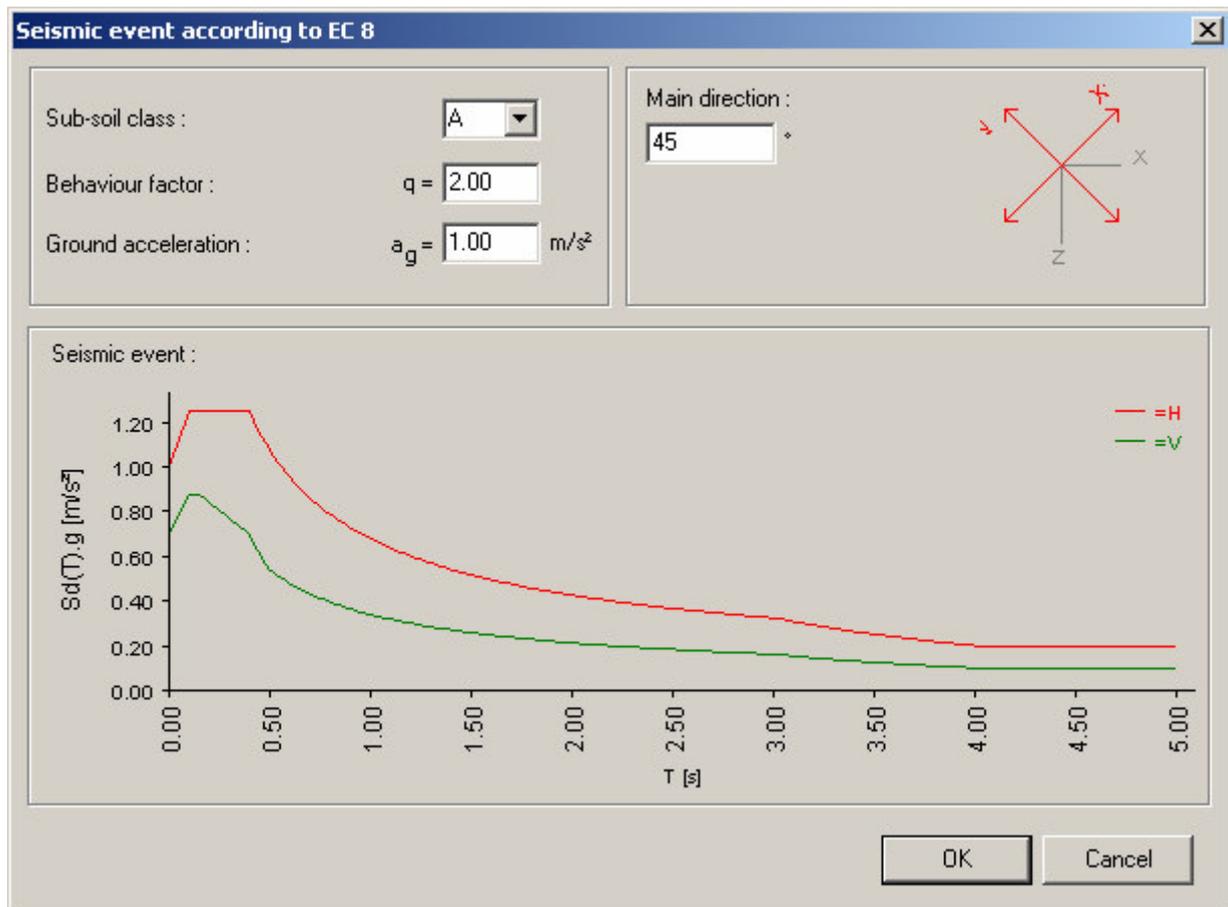
En caso de que se escoja el Eurocódigo 8, se necesitan los siguientes datos:

- ✓ Clase de suelo (A, B o C)
- ✓ Factor de comportamiento q . En los documentos del EC8 se dan los valores apropiados para q en cada caso, en función del material (acero, hormigón, madera) y del tipo de construcción
- ✓ Aceleración del suelo a_g de la zona sísmica a considerar

En el caso de seleccionar PS92, se requiere de los siguientes datos:

- ✓ Tipo de situación del edificio (S0, S1, S2 or S3)
- ✓ comportamiento del factor q . Los valores de q recomendados se dan en los documentos de PS92, como función del materia (acero, hormigón, madera) y como función del tipo de construcción.

- ✓ Factor relativo de amortiguamiento ζ , expresado en % del amortiguamiento crítico. Por defecto se considera un valor de 5%. Los documentos de PS92 dan indicaciones más precisas para determinar valores más realistas para diferentes estructuras.
- ✓ Aceleración nominal a_N para el sismo en la zona determinada.
- ✓ Factor de amplificación topográfico τ , para ser determinado por el documento PS92

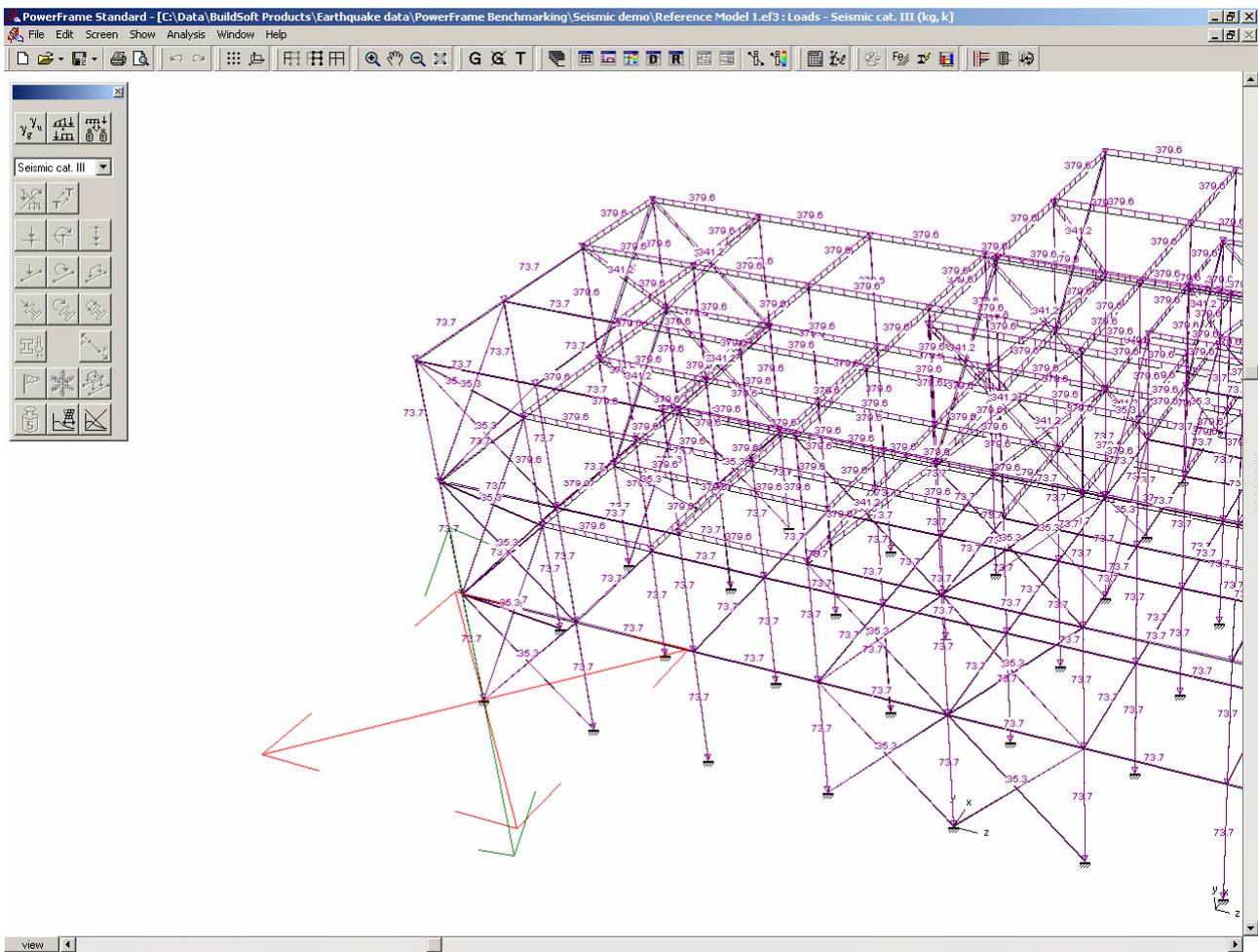


De acuerdo con las normas para sismos EC8 y PS92, cada acción sísmica se debe considerar como un espectro de diseño aplicado en dos direcciones horizontales y ortogonales (referidas a los ejes X' y Z'). Para ambas direcciones, se debe utilizar el mismo espectro de diseño, pero las direcciones en las que se aplica el espectro no son conocidas a priori. En principio, esas direcciones se deben definir como la acción sísmica de efecto más desfavorable para la estructura. Esas direcciones se escogen a través del parámetro "Dirección principal" en el diálogo de arriba.

Una vez se ha completado la definición de la acción sísmica y se haya confirmado, la visualización de lo mostrado más abajo estará disponible en la ventana de 'Cargas'. Ésta incluye los siguientes datos:

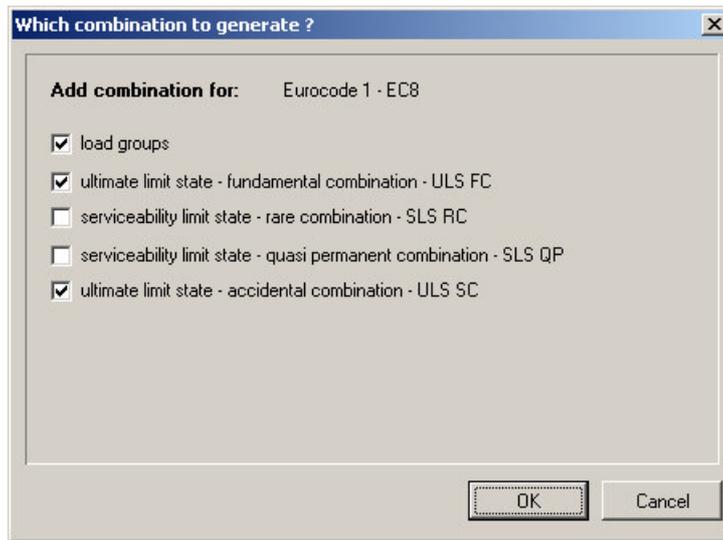
- ✓ las direcciones en que se aplica la acción sísmica (representada con flechas de color rojo para las componentes horizontales, y con color verde para las componentes verticales).

- ✓ Las masas modales utilizadas en el análisis modal (y posteriormente el análisis sísmico)



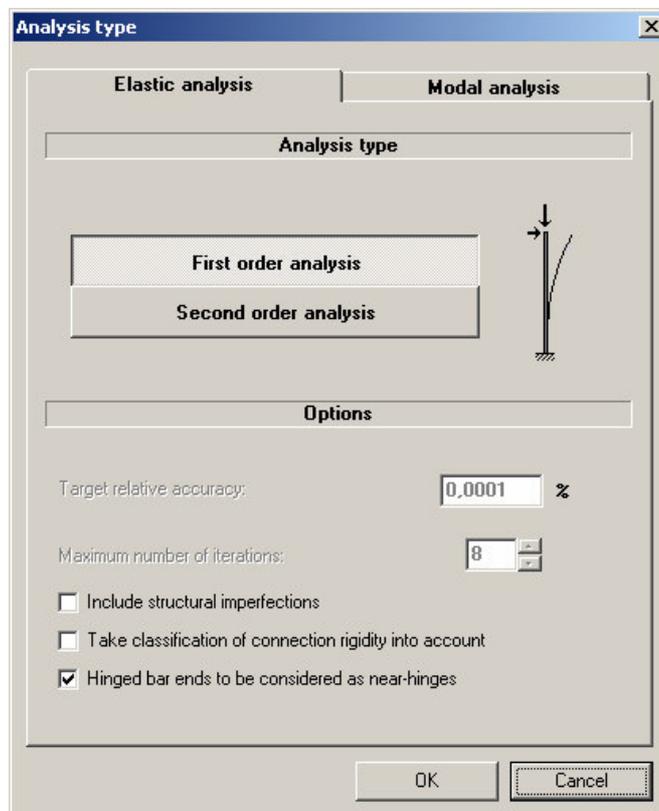
4.2.4 Generación de combinaciones de cargas

Es posible que no haya acciones sísmicas en todos los análisis de diseño, es necesario tanto generar combinaciones fundamentales como combinaciones sísmicas para los estados límite últimos (ver el diálogo de abajo).



4.3 Funciones sísmicas durante el análisis sísmico

Un análisis de diseño en que las acciones sísmicas se deben tener en cuenta, arranca del mismo modo que un análisis de diseño que sólo contiene cargas estáticas. Si por alguna razón, el usuario sólo está interesado en las frecuencias propias y los modos propios de una estructura, entonces habría que utilizar la pestaña de “Análisis modal” en lugar de “Análisis elástico” en el diálogo de abajo.

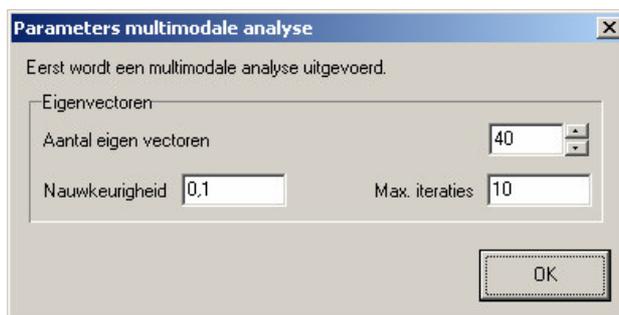


Cuando un análisis elástico arranca después de que se haberse generado las combinaciones sísmicas, PowerFrame realizará, automáticamente, los pasos extra necesarios que se requieren para tal situación. Desde luego, como un primer paso PowerFrame realizará un análisis multi-modal en vez de calcular a respuesta de la estructura correspondiente al grupo de cargas sísmicas. Después, está respuesta se incluirá de modo apropiado en todas las combinaciones de los Estados Límite Último y de Servicio.

Si el usuario decidiera realizar un análisis de segundo orden o tener en cuenta los efectos de las imperfecciones globales de la estructura, entonces esas opciones sólo serán aplicables para las cargas de tipo estático y sus contribuciones en las combinaciones de cargas sísmicas. La respuesta sísmica siempre se evaluará de acuerdo con la teoría lineal de primer orden sin tener en consideración las imperfecciones estructurales, y se combinará con los resultados antes mencionados para cargas de tipo estático.

El análisis multi-modal empezará con un cálculo del N número de frecuencias propias mínimo de la estructura utilizando el método de la iteración de subespacios. Como usuario, se especificará el número N como el número máximo número de iteraciones que se utilizará para el cálculo de frecuencias y sus correspondientes modos propios. Hay que tener en cuenta que el número N de frecuencias está limitado a un máximo absoluto de 40. Dependiendo del número efectivo de GL (Grados de Libertad) en el modelo de análisis, se debe aplicar un límite más estricto:

- ✓ En caso de que el número de GL (*#dof*) sea más pequeño de 16, el máximo número de frecuencias está limitado a $(\#dof)/2$.
- ✓ En caso de que el número de GL (*#dof*) sea mayor o igual a 16, el número máximo de frecuencias está limitado $(\#dof - 8)$, con un máximo absoluto de 40.



En un principio, no se conoce cuantas frecuencias y modos propios son realmente necesarios para el análisis sísmico altamente fiable. Por eso, se recomienda empezar el análisis con número relativamente pequeño de modos propios y entonces evaluar la suma de las masas modales efectivas correspondientes a los modos propios calculados, para ambas direcciones

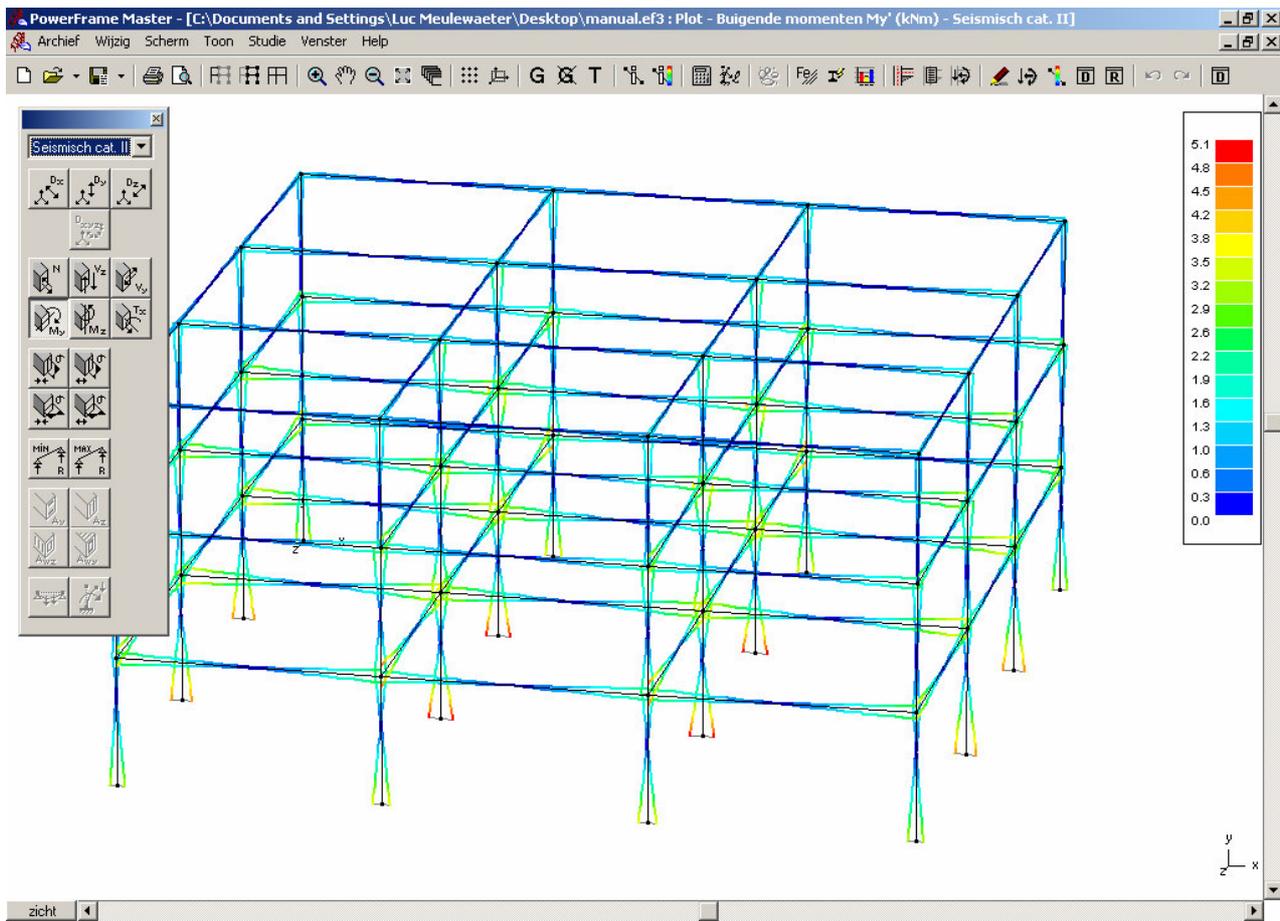
definidas de la acción sísmica. En caso de que la suma exceda el 90% de la masa total de la estructura para ambas direcciones (se puede deducir de la tabla de abajo que se representa en el PowerFrame una vez completado el análisis modal), el número específico de modos propios N es suficiente para un análisis sísmico que cumple con los requisitos de las normas para sismos.

| Eigenmode | Frequency (Hz) | Effective modal mass x' | Effective modal mass z' |
|-----------|----------------|-------------------------|-------------------------|
| 1 | 1,58 | 30,65% | 30,65% |
| 2 | 2,63 | 30,65% | 30,65% |
| 3 | 4,94 | 0,00% | 0,00% |
| 4 | 9,90 | 9,42% | 9,42% |
| 5 | 14,95 | 0,00% | 0,00% |
| 6 | 16,47 | 9,42% | 9,42% |
| 7 | 25,32 | 0,00% | 0,00% |
| 8 | 27,73 | 3,24% | 3,24% |
| 9 | 36,31 | 0,00% | 0,00% |
| 10 | 46,13 | 3,24% | 3,24% |
| 11 | 48,15 | 0,00% | 0,00% |
| 12 | 54,37 | 1,65% | 1,65% |
| 13 | 60,97 | 0,00% | 0,00% |
| 14 | 74,65 | 0,00% | 0,00% |

En caso de que la suma de las masas efectivas modales no cumplan con el criterio de arriba, el número de frecuencias N para el que se ha calculado deberá ser incrementado hasta conseguirse el valor máximo del 90% para un número relativamente alto de modos propios N, entonces PowerFrame asegurará un análisis de máxima exactitud a través de la aplicación de la corrección casi-estática.

4.4 Funciones sísmicas en la ventana 'Diagrama'

La barra de iconos de la ventana de 'Diagramas' le permite visualizar todos los tipos de resultados del análisis (desplazamientos, fuerzas internas, tensiones, reacciones) para todo tipo de grupos y combinaciones de cargas, incluidas las sísmicas.



Durante la interpretación de los resultados se debe tener presente lo siguiente:

- ✓ Los resultados para una acción sísmica son siempre el resultado de un análisis elástico lineal en que el comportamiento no lineal de la estructura se tiene en cuenta a través de la introducción de un factor de comportamiento q .
- ✓ Los resultados para una acción sísmica son siempre una combinación de espectros de diseño independientes aplicados direcciones (horizontales) ortogonales entre sí. Además, la acción sísmica se considera en sentido positivo y negativo para cada dirección. De ese modo los resultados para una acción sísmica son casi siempre representados como envolventes.