

CAPÍTULO IV

CÁLCULO

4.1. Métodos de cálculo

Esta Norma recoge el *cálculo modal espectral* como método de cálculo tipo para evaluar el efecto de la acción sísmica sobre los puentes. Este método consiste en un cálculo elástico de las respuestas dinámicas máximas para todos los modos significativos de la estructura, usando las ordenadas del espectro de respuesta y combinando estadísticamente las contribuciones modales (apartado 4.2). Este tipo de cálculo debe efectuarse en todos los casos y constituirá la referencia básica para el proyecto del puente.

La evolución en el tiempo de la respuesta no lineal de la estructura podrá estudiarse por cualquier procedimiento que permita analizar los efectos de segundo orden y el comportamiento no lineal de los materiales. En particular, podrá utilizarse el método de integración directa paso a paso, usando los acelerogramas de cálculo, teniendo en cuenta los efectos de las acciones gravitatorias y casi-permanentes concurrentes con el sismo (apartado 4.3). Este *método dinámico no lineal en el tiempo* podrá utilizarse cuando se considere necesario profundizar en el comportamiento post-elástico de la estructura y siempre tras un cálculo modal espectral de referencia.

Será necesario profundizar en el comportamiento post-elástico de la estructura, para comprobar las condiciones de ductilidad adoptadas simplificada en el cálculo modal espectral, cuando se proyecte con comportamiento dúctil un puente irregular, con el sentido indicado para este término en el apartado 4.2.2.

En estos casos, como alternativa al método dinámico no lineal en el tiempo, se podrá utilizar el *método del empuje incremental*. Es un método estático no lineal en el que se analiza la estructura sometida a las cargas gravitatorias de valor constante y a cargas horizontales, monótonamente crecientes, que representan una componente de la acción sísmica (apartado 4.4). En este método deben tenerse en cuenta la no linealidad mecánica debida al material y la no linealidad geométrica debida a los efectos de segundo orden. Este procedimiento se utilizará en casos especiales como los indicados en el párrafo anterior y únicamente como complemento del cálculo modal espectral para confirmar las hipótesis adoptadas en el mismo.

El estudio de la evolución en el tiempo estará especialmente indicado cuando esté prevista la colocación en el puente de dispositivos cuyo comportamiento sea no lineal, como amortiguadores, disipadores de energía, dispositivos de aislamiento sísmico, etc. También en ese caso, se efectuará en primer lugar un cálculo modal espectral, considerando para esos elementos unas propiedades lineales equivalentes.

4.2. Cálculo modal espectral

4.2.1. Acción sísmica

Para la aplicación del método de cálculo modal espectral, la acción sísmica se representará mediante los espectros de respuesta elástica definidos en el apartado 3.5.

El cálculo del puente puede efectuarse considerando separadamente las componentes longitudinal, transversal y vertical de la acción sísmica. Los efectos correspondientes a cada componente se combinarán de acuerdo con las indicaciones del apartado 4.2.4.3.

En general, no será necesario tener en cuenta los efectos de la componente vertical de la acción sísmica sobre las pilas, salvo en el caso de tipologías en que los esfuerzos inducidos por esta componente puedan ser comparables a los generados por el sismo horizontal (pilas inclinadas y arcos).

En el caso de tableros de hormigón pretensado, será necesario tener en cuenta la componente vertical ascendente de la acción sísmica.

También será necesario evaluar los efectos de la componente vertical sobre todos los apoyos y elementos de unión.

En aquellos casos en que se establezca, de acuerdo con el capítulo 2, que la estructura va a tener un comportamiento dúctil o de ductilidad limitada bajo la acción del sismo último de cálculo, se utilizará un espectro de respuesta reducido de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S_{a,r}(T) = \frac{1}{q} S_a(T) \quad (4.1)$$

donde:

- $S_{a,r}(T)$ espectro de respuesta reducido o espectro de cálculo.
- $S_a(T)$ espectro de respuesta elástica correspondiente al sismo último de cálculo.
- q factor de comportamiento, según el apartado 4.2.2.

Cuando se estudie la respuesta de la estructura bajo la acción del sismo frecuente, el espectro de cálculo será siempre el espectro de respuesta elástica.

4.2.2. Factor de comportamiento

El factor de comportamiento se define globalmente para toda la estructura y es un índice de su ductilidad.

Para el cálculo en la dirección vertical, debe tomarse siempre un factor de comportamiento de valor $q = 1,0$.

Para cada componente horizontal de la acción sísmica, debe determinarse un factor de comportamiento q , cuyos valores, en general, serán diferentes. Para determinar el factor de comportamiento en cada dirección horizontal, se tendrán en cuenta los valores máximos que figuran en la tabla 4.1, así como las limitaciones a esos valores recogidas en los apartados 4.2.2.1 y 4.2.2.2.

El valor máximo que se puede adoptar para el factor de comportamiento está estrechamente relacionado con la regularidad de la estructura. A efectos de la aplicación de esta Norma, se considerará que un puente es regular, en relación con el comportamiento dúctil, cuando las rótulas plásticas aparezcan prácticamente de forma simultánea en la mayoría de las pilas (ver apartado 4.2.2.2).

Si un puente se proyecta para que se comporte con ductilidad limitada, los valores del factor de comportamiento que figuran en el apartado 4.2.2.1 son aplicables con independencia de la regularidad o irregularidad de la estructura.

4.2.2.1. Factor de comportamiento en puentes regulares

Los valores máximos del factor comportamiento q , aplicables a cada componente horizontal de la acción sísmica, se especifican en la tabla 4.1, en función del tipo de elemento en el que se van a producir las plastificaciones y en función del tipo de comportamiento deseado para la estructura (dúctil o con ductilidad limitada).

TABLA 4.1.
Factor de comportamiento en puentes regulares

Tipo de elemento dúctil	Tipo de comportamiento	
	Ductilidad limitada	Dúctil
Pilas de hormigón armado: Pilas verticales trabajando a flexión ⁽¹⁾ Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,5 1,2	3,5 $\lambda(\alpha_s)$ 2,1 $\lambda(\alpha_s)$
Pilas de acero Pilas verticales trabajando a flexión Pilas inclinadas trabajando a flexión Pilas con arriostramientos centrados Pilas con arriostramientos descentrados ⁽²⁾	1,5 1,2 1,5 —	3,5 2,0 2,5 3,5
Estribos rígidamente unidos al tablero En general Marcos encajados en el terreno	1,5 1,0	1,5 1,0
Arcos	1,2	2,0

⁽¹⁾ $\alpha_s = L / h$ es el índice de cortante de la pila, siendo L la distancia desde la rótula plástica hasta el punto de momento nulo y h el canto de la sección transversal:

$$\text{Si } \alpha_s \geq 3 \quad \lambda(\alpha_s) = 1$$

$$\text{Si } 1 \leq \alpha_s < 3 \quad \lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$$

⁽²⁾ Esta tipología estructural sólo está indicada cuando se desee un tipo de comportamiento dúctil.

Si un puente dispone de distintos tipos de elementos dúctiles, debe tomarse como factor q el correspondiente al grupo que más contribuya a la resistencia sísmica.

Con independencia del tipo de elemento, cuando la mayor parte de la acción sísmica sea transmitida a través de apoyos elastoméricos, se tomará para el factor de comportamiento un valor $q = 1$.

Cuando los elementos dúctiles sean de hormigón armado, los valores indicados en la tabla 4.1 sólo son válidos si el axil reducido η_k es inferior a 0,30.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} \quad (4.2)$$

donde:

N_{Ed} axil en la rótula plástica correspondiente a la combinación sísmica.
 A_c área de la sección transversal.
 f_{ck} resistencia característica del hormigón.

Si $0,3 < \eta_k \leq 0,6$ debe tomarse un factor de comportamiento máximo q_r de valor reducido:

$$q_r = q - \left(\frac{\eta_k}{0,3} - 1 \right) (q - 1) \geq 1 \quad (4.3)$$

Si $\eta_k > 0,6$ se tomará $q_r = 1,0$, lo que equivale a considerar un comportamiento elástico.

Los valores del factor q dados en la tabla 4.1 para estructuras con comportamiento dúctil pueden utilizarse sólo si las rótulas plásticas previstas están ubicadas en zonas en las que sea posible llevar a cabo su inspección y reparación. En caso contrario, deben multiplicarse por un factor reductor de valor 0,6.

Las estructuras cuya masa siga esencialmente el movimiento horizontal del suelo, es decir, aquéllas que no sufren una amplificación significativa respecto a la aceleración horizontal del suelo, deben calcularse utilizando la aceleración sísmica horizontal de cálculo y un factor de comportamiento de valor $q = 1$. Estas estructuras se caracterizan por tener un valor muy bajo del período natural en la dirección horizontal considerada ($T \leq 0,03$ s). Los estribos conectados con el tablero mediante un elemento flexible pertenecen, en general, a este tipo de estructuras (ver apartado 8.5.2.1).

4.2.2.2. Factor de comportamiento en puentes irregulares

Una forma de estimar cuantitativamente la irregularidad de un puente para el que se prevea un comportamiento dúctil es comparar entre sí las demandas de ductilidad en las pilas. Para ello, será necesario previamente dimensionar las pilas considerando que el puente es regular y seguir después el procedimiento indicado a continuación:

- a) Para cada pila i se calcula, en la zona donde se prevé la formación de la rótula, el factor reductor local r_i :

$$r_i = \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} q \quad (4.4)$$

donde:

- q factor de comportamiento global, según el apartado 4.2.2.1.
 $M_{Ed,i}$ valor de cálculo del momento flector correspondiente a la combinación sísmica, obtenido a partir del espectro de respuesta reducido.
 $M_{Rd,i}$ valor de cálculo del momento resistente.

En la estimación de los factores r_i se puede prescindir de algunas pilas si la suma de su contribución en la resistencia del cortante sísmico total, inducido en la dirección considerada, es menor del 20% del mismo.

- b) A partir de los valores extremos de r_i obtenidos en el paso anterior, se define el índice siguiente:

$$p = \frac{r_{\text{máx}}}{r_{\text{mín}}} \quad (4.5)$$

- c) Se considera que un puente tiene un comportamiento irregular, en la dirección considerada, cuando:

$$p > 2 \quad (4.6)$$

Si, como resultado del proceso anterior, el puente resulta irregular en la dirección considerada, se aplicará el método del empuje incremental siguiendo las indicaciones del apartado 4.4 o bien se repetirá el cálculo modal espectral con un factor de comportamiento reducido q_r , tal como se define a continuación:

$$q_r = \frac{2}{p} \quad q \geq q_{dl} \quad (4.7)$$

siendo q_{dl} el factor de comportamiento correspondiente al caso de ductilidad limitada, cuyos valores figuran en la tabla 4.1.

4.2.3. Modelo estructural

El modelo estructural del puente se definirá discretizando la estructura con un número suficiente de grados de libertad para representar adecuadamente las distribuciones de masa, rigidez y amortiguamiento.

El modelo debe ser capaz de reproducir los modos de vibración más importantes de la estructura que puedan ser activados por la acción sísmica. También debe permitir los modos locales, como la vibración de pilas entre arco y tablero.

4.2.3.1. Masa

En el modelo de cálculo, se considerará la participación de las masas correspondientes a las acciones que están presentes en la combinación sísmica definida en el apartado 2.4.

Cuando existan pilas sumergidas, debe considerarse la masa de agua añadida por arrastre en el movimiento horizontal.

La masa debe concentrarse en puntos que posean los grados de libertad de desplazamiento pertinentes. Estos puntos deben ser seleccionados en número y posición suficientes para que no se produzcan pérdidas de la masa total movilizada por el sismo. Además, la masa debe distribuirse de la forma más fiel posible a su posición real, teniendo en cuenta los posibles modos de vibración, globales y locales.

4.2.3.2. Rigidez

Para determinar las características de rigidez a flexión en el modelo de cálculo, se considerará la sección bruta de los elementos.

Los apoyos elastoméricos normales se modelizan mediante elementos elásticos lineales, con capacidad de deformación por cortante y, en caso oportuno, por compresión. Se tendrá en cuenta lo indicado respecto a las características de los apoyos en los apartados 7.3 y 7.6.

En general, es conveniente tener en cuenta los efectos de la interacción dinámica entre terreno y estructura, incluyendo en el modelo el terreno circundante. La consideración de estos efectos es necesaria en los casos de estructuras rígidas apoyadas sobre suelos blandos.

La flexibilidad del terreno en los apoyos podrá simularse mediante sistemas de muelles. En aquellos casos en que sea difícil estimar unos valores fiables de las propiedades mecánicas del suelo, el análisis se llevará a cabo utilizando los valores máximos y mínimos estimados. Para el cálculo de esfuerzos, se utilizará el valor máximo de la rigidez del suelo y, para el cálculo de desplazamientos, se utilizará el valor mínimo.

4.2.3.3. Amortiguamiento

Como valor del índice de amortiguamiento de la estructura, se tomará el que corresponda según la tabla 4.2, salvo que se justifique adecuadamente otro valor.

Para los apoyos elastoméricos normales se supondrá un índice de amortiguamiento igual al del resto de la estructura.

Cuando se tengan en cuenta los efectos de la interacción dinámica entre terreno y estructura, se incluirá el amortiguamiento del terreno de cimentación, que tiene dos componentes: el amortiguamiento interno, debido al comportamiento friccional e histerético y el amortiguamiento de radiación, debido a la pérdida de energía en las ondas radiadas hacia el infinito desde las interfases con la cimentación.

TABLA 4.2.

Valores recomendados para el índice de amortiguamiento ζ (en porcentaje)

Tipo de estructura	Bajo la acción del sismo frecuente de cálculo	Bajo la acción del sismo último de cálculo
Puentes de acero Puentes de hormigón pretensado Puentes mixtos	2	4
Puentes de hormigón armado	3	5

4.2.4. Procedimiento de cálculo

A partir de las ordenadas del espectro de respuesta reducido, definido en el apartado 4.2.1, y utilizando el modelo de la estructura establecido según el apartado 4.2.3, se determinará mediante un cálculo elástico, de acuerdo con las leyes de la mecánica y con los principios del cálculo de estructuras, la respuesta dinámica máxima de la estructura para todos los modos de vibración significativos. La respuesta global de la estructura se obtendrá mediante una combinación estadística de las contribuciones modales máximas.

4.2.4.1. Modos significativos

Deberán considerarse en el cálculo todos aquellos modos cuya contribución a la respuesta estructural sea significativa.

Si M es la masa total del puente y M_i la masa correspondiente a un modo de vibración, se considerará que la condición anterior se cumple si la suma de las masas modales movilizadas, correspondientes a los modos considerados $(\sum M_i)_c$, alcanza al menos el 90% de la masa total M :

$$(\sum M_i)_c / M \geq 0,90 \quad (4.8)$$

Si, excepcionalmente, una vez considerados todos los modos en que $T \geq 0,033$ s, no se alcanza el porcentaje de masa indicado en el párrafo anterior, el número de modos considerados podrá considerarse aceptable siempre que se cumpla la condición siguiente:

$$(\sum M_i)_c / M \geq 0,7 \quad (4.9)$$

y, en ese caso, los valores finales de los efectos de la acción sísmica se multiplicarán por el factor α definido en la expresión (4.10).

$$\alpha = \frac{41 - 30 \eta}{14} \quad (4.10)$$

donde:

$$\eta = \frac{(\sum M_i)_c}{M} \quad (4.11)$$

4.2.4.2. Combinación de respuestas modales

Una vez efectuados los cálculos modales, el valor máximo E del efecto de la acción sísmica (esfuerzos, desplazamientos, etc) se obtendrá, en general, mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales E_i .

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.12)$$

El valor E del efecto de la acción sísmica se considerará actuando en los dos sentidos.

Cuando dos modos tengan períodos naturales muy próximos, la regla anterior queda del lado de la inseguridad y deben aplicarse reglas de combinación más precisas. Se considerará que los períodos $T_j \leq T_i$ son muy próximos cuando la relación $\rho = T_j / T_i$ supera el valor $0,1/(0,1 + \zeta)$, donde ζ es el índice de amortiguamiento, expresado en tanto por uno.

4.2.4.3. Combinación de componentes de la acción sísmica

El valor máximo del efecto de las acciones E debido a la actuación simultánea de la acción sísmica en las direcciones horizontales X e Y , y en la dirección vertical Z , puede estimarse a partir de los efectos máximos E_x , E_y y E_z , debidos a las componentes independientes de la acción sísmica según cada eje, de acuerdo con la regla cuadrática:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (4.13)$$

Alternativamente, se puede utilizar como acción sísmica de proyecto A_{Ed} la peor de las combinaciones siguientes:

$$A_{Ex} \cup 0,30 A_{Ey} \cup 0,30 A_{Ez} \quad (4.14a)$$

$$0,30 A_{Ex} \cup A_{Ey} \cup 0,30 A_{Ez} \quad (4.14b)$$

$$0,30 A_{Ex} \cup 0,30 A_{Ey} \cup A_{Ez} \quad (4.14c)$$

donde A_{Ex} , A_{Ey} y A_{Ez} son las acciones en las tres direcciones citadas, teniendo en cuenta las consideraciones hechas en el apartado 4.2.1 para la componente vertical.

4.2.4.4. Corrección de desplazamientos en puentes con comportamiento dúctil

En estructuras con comportamiento dúctil o de ductilidad limitada, los desplazamientos d_E^e obtenidos del cálculo modal espectral con el espectro reducido se multiplicarán por la ductilidad en desplazamientos μ para obtener los desplazamientos sísmicos de cálculo d_E^e :

$$d_E = \pm \mu \cdot d_E^e \quad (4.15)$$

El valor de μ depende de la zona del espectro en que se encuentre el periodo fundamental T de la estructura en la dirección considerada:

$$\text{si } T \geq 1,25 T_B \quad \mu = q \quad (4.16)$$

$$\text{si } T < 1,25 T_B \quad \mu = (q - 1) \frac{1,25 T_B}{T} + 1 \leq 5 q - 4 \quad (4.17)$$

donde:

- q factor de comportamiento considerado en el cálculo de los desplazamientos d_E^e .
- T_B valor del periodo que figura en la definición del espectro de respuesta elástica, según el apartado 3.5.1.1.

4.3. Cálculo dinámico no lineal en el tiempo

4.3.1. Acción sísmica

Para la realización de este tipo de cálculos, la acción sísmica estará caracterizada por acelerogramas, actuando de forma simultánea, de acuerdo con las indicaciones que, en cuanto a número y características de los mismos, figuran en el apartado 3.7. Se tendrán en cuenta los efectos de las acciones gravitatorias y de otras acciones casi-permanentes concurrentes con la acción sísmica.

4.3.2. Modelo estructural

El modelo estructural debe tener en cuenta las necesidades del tipo de cálculo que se realiza. Además de cumplir lo dicho en el apartado 4.2.3, la discretización del modelo permitirá representar adecuadamente el comportamiento post-elástico de los materiales (ver Anejo 3 y Anejo 4) y los efectos de segundo orden.

Se admite el uso de un amortiguamiento tipo Rayleigh en la banda de frecuencias de interés. El índice de amortiguamiento no incluirá el amortiguamiento histerético inherente al comportamiento no lineal del material si éste ya está tenido en cuenta en el propio modelo.

En estructuras que dispongan de equipos de amortiguamiento se tendrán en cuenta las características no lineales de tales equipos, de acuerdo con la información facilitada por el fabricante.

4.3.3. Procedimiento de cálculo y verificación

Se efectuará una integración directa paso a paso en el tiempo, utilizando al menos tres pares de acelerogramas horizontales independientes.

Como resultado final de los cálculos estructurales, se tomará el valor medio de los resultados máximos correspondientes a cada conjunto (pares o tríos) de acelerogramas, multiplicado por el siguiente coeficiente:

$$c_N = 1 + \frac{0,352}{\sqrt{N}} \quad (4.18)$$

donde N es el número de conjuntos de acelerogramas utilizados.

No es necesario verificar los distintos elementos estructurales a flexocompresión, puesto que tal verificación es inherente al cálculo no lineal. Sin embargo, sí debe verificarse que en el tablero no se producen plastificaciones significativas.

Sí es necesario, sin embargo, verificar todos los elementos frente a modos de fallo no dúctiles, como el cortante, así como el fallo del terreno de cimentación. Para ello, se tomará como esfuerzos solicitantes el valor máximo de las respuestas estructurales para el conjunto de los acelerogramas utilizados.

Cuando este método se utilice para comprobar las condiciones de ductilidad adoptadas en el cálculo modal espectral, será necesario verificar que la demanda de deformación es inferior a la capacidad de deformación de las rótulas plásticas. Esta verificación podrá efectuarse en términos de rotaciones:

$$\theta_{p,E} \leq \frac{\theta_{p,u}}{\gamma_R} \quad (4.19)$$

donde:

- $\theta_{p,E}$ rotación total de la rótula plástica resultado del cálculo no lineal.
- $\theta_{p,u}$ capacidad de rotación de la rótula obtenida de la curvatura última.
- γ_R factor de seguridad.

4.4. Cálculo estático no lineal. Método del empuje incremental

La aplicación de este procedimiento consiste en efectuar un cálculo estático de la estructura sometida a unas fuerzas horizontales progresivamente crecientes, que representan el efecto de la componente horizontal de la acción sísmica, y al resto de las acciones que participan en la combinación sísmica (ver capítulo 2) con su valor constante. En el cálculo se tendrá en cuenta la no linealidad mecánica de los materiales y la no linealidad geométrica debida a los efectos de segundo orden.

Este método, que puede ser aplicado a la estructura completa del puente o a elementos del mismo, debe ser empleado únicamente como complemento del cálculo modal espectral en los casos indicados en el apartado 4.1. Los objetivos perseguidos con su aplicación son los siguientes:

- Estimación de la secuencia de formación y distribución final de las rótulas plásticas.
- Estimación de la redistribución de esfuerzos subsiguiente a la formación de rótulas.
- Determinación de la curva carga-desplazamiento de la estructura y determinación de las demandas de deformación local en las rótulas plásticas hasta llegar al desplazamiento máximo provocado por la acción sísmica.

4.4.1. Acción sísmica

En este método, la acción sísmica se representa mediante un sistema de cargas horizontales que producen una deformación homotética a la del modo fundamental de vibración en la dirección estudiada.

Estas cargas se aplican de forma incremental hasta que se alcanza un desplazamiento límite, verificando que no se produce la rotura de ninguna sección o elemento estructural del puente o pérdida de equilibrio.

4.4.2. Modelo estructural

El modelo del puente debe ser adecuado para el análisis no lineal que se aborda. Deberá cuidarse especialmente la discretización, que debe ser compatible con las hipótesis adoptadas de comportamiento de los materiales que constituyen la estructura y el procedimiento empleado para tener en cuenta la no linealidad geométrica.

En particular, si se trata de estructuras o elementos de hormigón estructural, debe estar adecuadamente representado el comportamiento no lineal del hormigón confinado en compresión y el comportamiento no lineal de los aceros activos o pasivos que constituyen la armadura (ver ecuaciones constitutivas definidas en el Anejo 3).

Para elementos o estructuras metálicas, se debe representar el comportamiento no lineal del acero en tracción, del acero en compresión, los efectos específicos derivados de los problemas de abolladura de chapas delgadas, etc.

En el caso de elementos mixtos, se debe representar el comportamiento no lineal de los materiales constitutivos, acero y hormigón, tal como se indica en los párrafos anteriores.

En todos los casos, se utilizarán leyes constitutivas para los materiales con valores medios de la resistencia.

4.4.3. Procedimiento de cálculo y verificación

El método del empuje incremental debe aplicarse en dos direcciones horizontales:

- En la dirección longitudinal, definida por el centro de las dos secciones extremas del tablero.
- En la dirección transversal, ortogonal a la anterior.

En cada dirección, el incremento de carga se llevará a cabo de forma progresiva hasta que en el centro de gravedad del tablero se alcance un desplazamiento límite de valor igual al desplazamiento resultante del cálculo modal espectral, en la dirección estudiada, realizado tomando un valor del factor de comportamiento $q = 1$, para la peor de las siguientes combinaciones de las componentes de la acción sísmica: $A_{Ex} \cup 0,30 A_{Ey}$ o bien $0,30 A_{Ex} \cup A_{Ey}$.

Los incrementos de carga horizontal Δf_i aplicados en cada escalón sobre cada nudo i del modelo deben ser proporcionales al peso G_i de la parte de la estructura correspondiente a ese nudo y a una función de forma Ψ_i :

$$\Delta f_i = \Delta f \cdot G_i \cdot \Psi_i \quad (4.20)$$

donde Ψ_i es proporcional al desplazamiento del nudo i en la dirección estudiada correspondiente al modo de vibración que tenga el mayor factor de participación en esa dirección.

Para la función de forma en las pilas empotradas, se podrá utilizar alternativamente la siguiente aproximación:

$$\Psi_i = \Psi_T \cdot \frac{z_i}{z_p} \quad (4.21)$$

siendo:

- Ψ_T valor de la función de forma en el nudo de unión entre tablero y pila.
- z_i altura del nudo i respecto a la cimentación del pilar.
- z_p altura del pilar.

En cada dirección, se considerará que se alcanza la deformación última del puente cuando, en alguna de las rótulas, la rotación producida por la carga arriba definida iguala su capa-

cidad de rotación, según la expresión (4.19). Si, en esta situación, el desplazamiento del centro de gravedad del tablero es menor que el desplazamiento límite establecido para la dirección estudiada, se considerará que el dimensionamiento es insatisfactorio y será necesario reconsiderar las hipótesis de partida.

En un puente recto, el desplazamiento longitudinal de las cabezas de pila cuando están empotradas en el tablero coincide con el desplazamiento del centro de gravedad del mismo. Es este caso, las demandas de rotación en las rótulas pueden estimarse directamente a partir del desplazamiento límite.

Una vez alcanzado el desplazamiento límite y después de comprobar que no se ha superado la capacidad de rotación de las rótulas plásticas, será necesario verificar las condiciones siguientes:

- No se han producido plastificaciones significativas en el tablero.
- No se han producido levantamientos por líneas de apoyo.
- No se han producido fallos de tipo no dúctil.

Comentarios

C.4.1. Métodos de cálculo

En determinadas estructuras, pueden obtenerse unos resultados suficientemente aproximados a los del cálculo modal espectral mediante un procedimiento de cálculo simplificado, introduciendo la acción sísmica en la dirección estudiada en forma de cargas estáticas equivalentes. La utilización de este método simplificado, denominado *método del modo fundamental*, sólo es válida cuando el comportamiento dinámico de la estructura pueda analizarse con suficiente precisión mediante un modelo dinámico de un sólo grado de libertad. En el Anejo 2, se dan una serie de pautas para la aplicación del método del modo fundamental.

En los puentes irregulares proyectados con comportamiento dúctil, la plastificación progresiva de los elementos dúctiles puede dar lugar a diferencias sustanciales entre la respuesta no lineal real de la estructura y los resultados que se obtienen con un cálculo modal espectral considerando un factor de comportamiento global, según el apartado 4.2.2. Estas diferencias están causadas básicamente por los fenómenos siguientes:

- Las rótulas plásticas que se forman más pronto desarrollan normalmente las mayores deformaciones post-elásticas, lo que puede conducir a unas demandas de ductilidad inaceptables en esas rótulas.
- La distribución de rigideces, y por tanto de las fuerzas, una vez que se han formado las primeras rótulas puede cambiar sustancialmente de lo previsto en el cálculo modal espectral.

Si en los puentes irregulares no se realiza el estudio de la respuesta no lineal, se debe adoptar un factor de comportamiento reducido en el cálculo modal espectral (lo que equivale a considerar una ductilidad menor), de acuerdo con los criterios establecidos en el apartado 4.2.2.2, donde también figura un procedimiento para determinar la irregularidad de un puente.

C.4.2. Cálculo modal espectral

C.4.2.1. Acción sísmica

El uso del espectro de respuesta está asociado a un método de cálculo elástico, como es el cálculo modal espectral. Cuando el puente se proyecta para que su comportamiento sea dúctil o de ductilidad limitada, se acepta que tiene capacidad para comportarse de forma no lineal y que parte de la energía sísmica se disipa en la formación de rótulas plásticas, lo que en general permite dimensionar la estructura para unos esfuerzos menores que si la respuesta fuera elástica. Estrictamente, este comportamiento debería analizarse mediante un cálculo no lineal, que representaría de forma más aproximada el comportamiento real de la estructura. Sin embargo, para evitar este tipo de análisis complejo, es posible utilizar el método de cálculo modal espectral basado en un espectro de respuesta reducido.

La reducción del espectro de respuesta elástica se obtiene mediante el factor de comportamiento q , tal como se indica en el articulado, que representa la capacidad de la estructura para disipar energía.

Esta simplificación, que permite realizar un cálculo lineal equivalente, se utiliza de forma habitual en las Normas sísmicas. Se considera una solución de compromiso entre los requisitos de seguridad, las incertidumbres implícitas del problema sísmico, el estado del conocimiento y el esfuerzo necesario para la realización del proyecto de un puente.

La utilización del espectro de respuesta reducido obliga, tal como se establece en los capítulos 5 y 6, a tomar ciertas medidas especiales para garantizar la ductilidad supuesta.

El comportamiento de los puentes bajo la acción del sismo frecuente de cálculo debe ser elástico y, por ello, no cabe hablar de factor de comportamiento.

C.4.2.2. Factor de comportamiento

El comportamiento dúctil de los puentes se consigue mediante la plastificación de algunas zonas en las que se desarrollan rótulas plásticas y donde se produce la disipación de energía por histéresis.

La experiencia demuestra que no es recomendable que las demandas de ductilidad se concentren en una sola zona de la estructura sino que la mejor situación corresponde a un reparto de aquellas demandas en varios puntos de la estructura.

En el caso de puentes, en general, las zonas que se consideran más adecuadas para la formación de las rótulas plásticas son las pilas y, por ello, la condición anterior se cumple procurando que las rótulas plásticas aparezcan prácticamente de forma simultánea en la mayoría de las pilas, lo que ocurre principalmente en puentes regulares.

Cuando los puentes son regulares, se ha comprobado que los resultados de los cálculos no lineales rigurosos pueden aproximarse de forma satisfactoria mediante un cálculo modal espectral con un espectro de respuesta reducido. Mediante este cálculo, se estiman directamente los esfuerzos inducidos por la acción sísmica, mientras que, para la determinación de los desplazamientos, es necesario corregir los

valores con él obtenidos, para tener en cuenta el aumento de deformación producido por el comportamiento no lineal.

En las figuras C.4.1(a) y (b), se representa genéricamente la relación fuerza-desplazamiento de una estructura regular equivalente a un sistema de un grado de libertad, tanto en la hipótesis de comportamiento elástico como en la de comportamiento dúctil. La línea recta desde el origen hasta *C* representa el comportamiento lineal del puente, que corresponde al caso en que éste se proyecta con el espectro de respuesta elástica. La línea curva, que partiendo del origen pasa por *A* y *B*, representa el comportamiento no lineal del puente bajo la misma acción sísmica, si éste se proyecta con comportamiento dúctil. En este caso, el puente debe dimensionarse con los esfuerzos obtenidos a partir de un espectro elástico reducido y con criterios especiales de comprobación y de armado, para conseguir la ductilidad prevista.

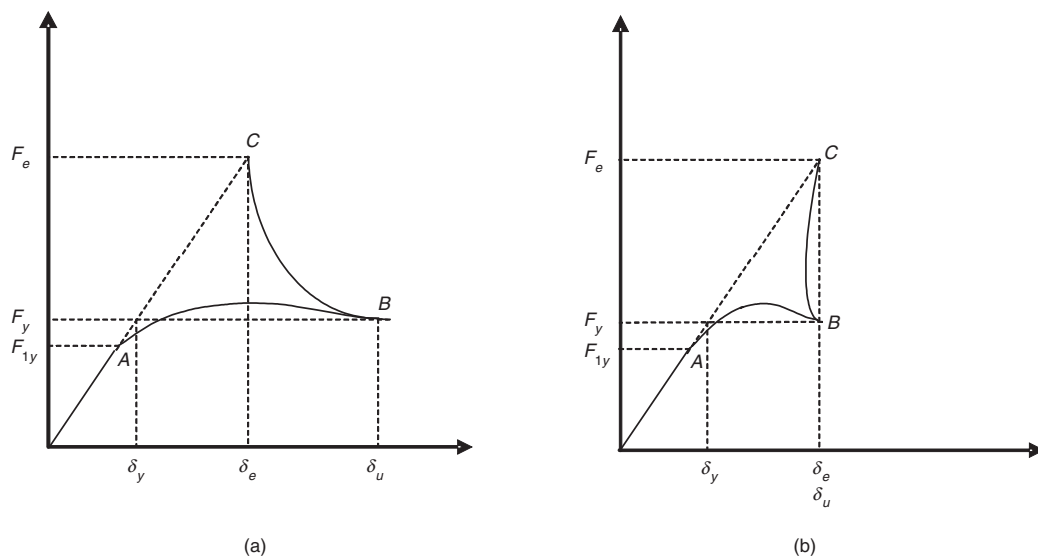


Figura C.4.1

F_{1y} representa el valor de la fuerza sísmica que produce el inicio de la plastificación de las pilas del puente. A partir de este punto, el comportamiento del puente es no lineal.

La figura C.4.1(a) corresponde al caso de puentes con periodos propios pequeños, donde el desplazamiento máximo δ_u , suponiendo un comportamiento dúctil, es mayor que el desplazamiento máximo δ_e correspondiente a un comportamiento elástico.

La figura C.4.1(b) corresponde al caso de puentes con periodos propios mayores, donde el desplazamiento máximo δ_u , suponiendo un comportamiento dúctil, es igual o menor que el desplazamiento máximo δ_e correspondiente a un comportamiento elástico.

En ambos casos, el cociente F_e/F_{1y} representa la redistribución de esfuerzos sísmicos debida al comportamiento no lineal de la estructura, y equivale conceptualmente al factor de comportamiento q .

El cociente entre la deformación δ_u , que corresponde a la deformación máxima con comportamiento no

lineal, y la deformación δ_y , para la que se inicia la plastificación de la rótula plástica, se define como ductilidad en términos de desplazamientos, μ_δ :

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

En las secciones de las rótulas plásticas, debe existir una ductilidad adecuada en curvaturas m_f , para poder conseguir la ductilidad requerida en deformaciones μ_δ .

Existe, por tanto, una relación entre la ductilidad en deformaciones de la estructura y la ductilidad en curvaturas de las secciones de las rótulas plásticas.

En las figuras C.4.1 (a) y (b) se representa con línea de puntos lo que sería un comportamiento elastoplástico perfecto, que implica que todas las rótulas se forman simultáneamente y con un diagrama momento-curvatura de las secciones de las rótulas plásticas tipo elastoplástico.

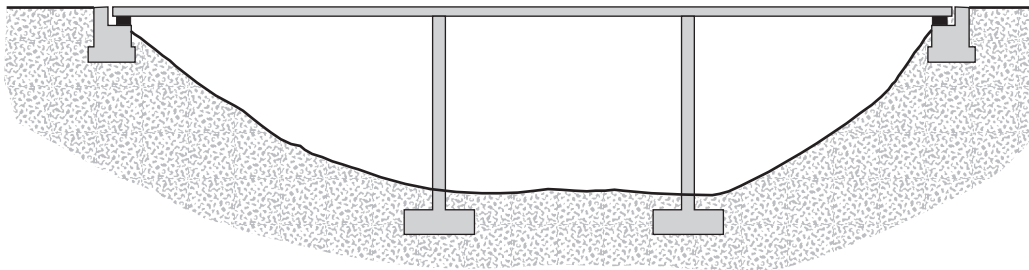
C.4.2.2.1. Factor de comportamiento en puentes regulares

La elección del tipo de comportamiento y, como consecuencia, la determinación del factor q no es independiente de otras decisiones de proyecto como por ejemplo el tipo de vinculación entre tablero y subestructura.

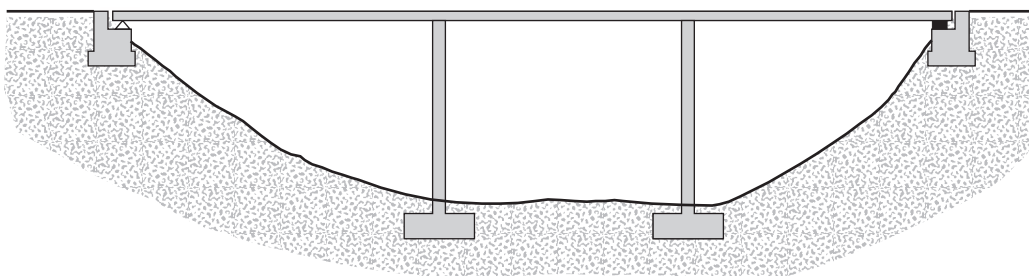
Así, en el caso de la estructura de la figura C.4.2(a), en la que el tablero está empotrado en las pilas y apoyado mediante neoprenos en los estribos, si se considera por ejemplo la dirección longitudinal, el comportamiento dúctil está condicionado por la duc-

tilidad de las pilas. Es decir, si se cumplen las limitaciones pertinentes, se podría adoptar un factor de comportamiento de valor 3,5.

Por el contrario, en el caso de la figura C.4.2(b), donde el apoyo de neopreno en uno de los estribos se ha sustituido por un apoyo fijo, el comportamiento dúctil está condicionado por la ductilidad del estribo, que generalmente es muy limitada. En este caso, la potencial ductilidad de las pilas y su contribución a la disipación de energía no puede activarse porque la compatibilidad del sistema de apoyos del tablero impide alcanzar los desplazamientos necesarios. El máximo valor permitido para q sería 1,5.



(a)



(b)

Figura C.4.2

En el caso frecuente de tableros que reposan íntegramente sobre apoyos elastoméricos, la flexibilidad de esos apoyos impone prácticamente un comportamiento elástico al sistema, por lo que se debe considerar como acción sísmica el espectro de respuesta elástica. En esos casos, la mayor parte del desplazamiento horizontal de la estructura se produce como consecuencia de la deformación de los apoyos, lo que impide la formación de rótulas plásticas en la base de las pilas. La consideración de los apoyos en el modelo de cálculo dará lugar, eso sí, a un aumento del período fundamental de la estructura, lo que producirá una disminución de los esfuerzos en la subestructura comparados con los que resultarían si se considerara una vinculación rígida. Es decir, la sustentación del tablero sobre apoyos elastoméricos se puede considerar como un caso particular de dispositivo de aislamiento sísmico.

C.4.2.2.2. Factor de comportamiento en puentes irregulares

En un puente regular, el hecho de que $r_{m\acute{a}x}$ sea sustancialmente menor que q significa que en el dimensionamiento de las pilas no se están aprovechando los valores máximos permitidos del factor de comportamiento. El valor $r_{m\acute{a}x} = 1$ implica que el puente tiene una respuesta elástica frente al sismo de cálculo considerado.

C.4.2.3. Modelo estructural

Si se utiliza un modelo de barras, deben respetarse las dimensiones de las zonas rígidas entre eje de tablero y pila, o entre pila y cimiento, denominadas nudos de tamaño finito.

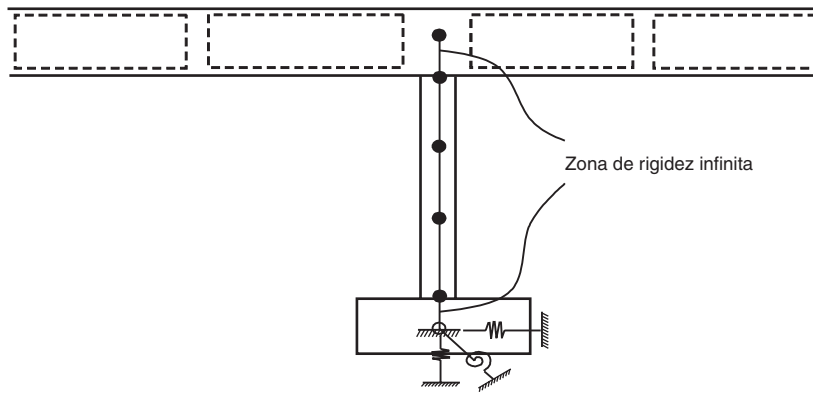


Figura C.4.3

C.4.2.3.1. Masa

En ciertos programas de ordenador, la liberación de coacciones se realiza tras la concentración de la masa de las piezas en los nudos, lo que puede dar lugar a errores como el indicado en la figura C.4.4(a). En estos casos, debe cuidarse la adjudicación de la masa concentrada a los nudos adecuados. También debe prestarse especial atención a la distribución de masas en las zonas de rigidez infinita como las representadas en la figura C.4.3. En el caso de pilas sumergidas, la masa total que se moviliza en una dirección horizontal está compuesta por:

- La masa de la pila.
- La masa de agua que pueda estar en el interior de la pila, en caso de ser hueca.
- La masa de agua añadida exterior.

Con el concepto de masa añadida exterior se intenta representar el efecto de la energía cinética impartida a un medio fluido infinito cuando un sólido se mueve en su interior. Se trata de una masa ficticia de fluido tal que, al ser añadida a la del sólido, tiene una energía cinética que iguala la energía cinética del fluido que rodea al cuerpo. La masa añadida exterior depende de la forma del sólido y de la dirección de su movimiento.

A falta de estudios más precisos, la masa añadida exterior podrá estimarse de acuerdo con los criterios

que se exponen a continuación.

Para el caso bidimensional, la matriz de masas añadidas $[\lambda]$ a un cuerpo rígido es simétrica de dimensión 3×3 . Las dos primeras columnas corresponden a movimientos de traslación y la tercera al movimiento de rotación.

En el caso de pilas con secciones circulares, la masa añadida por unidad de longitud es:

$$[\lambda] = \rho \pi a^2 \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

donde:

- ρ densidad del fluido circundante.
- a radio externo.

En el caso de secciones elípticas, rectangulares y poligonales, la tabla C.4.1 presenta algunas formulaciones utilizables para calcular la masa añadida.

C.4.2.3.2. Rigidez

En general, podrá considerarse que los apoyos elastoméricos normales se comportan con una rigidez elástica equivalente de valor $G_b A_b / t_e$, donde G_b es el módulo de elasticidad transversal del elastómero, definido en el capítulo 7, A_b es el área del mismo y t_e su espesor total.

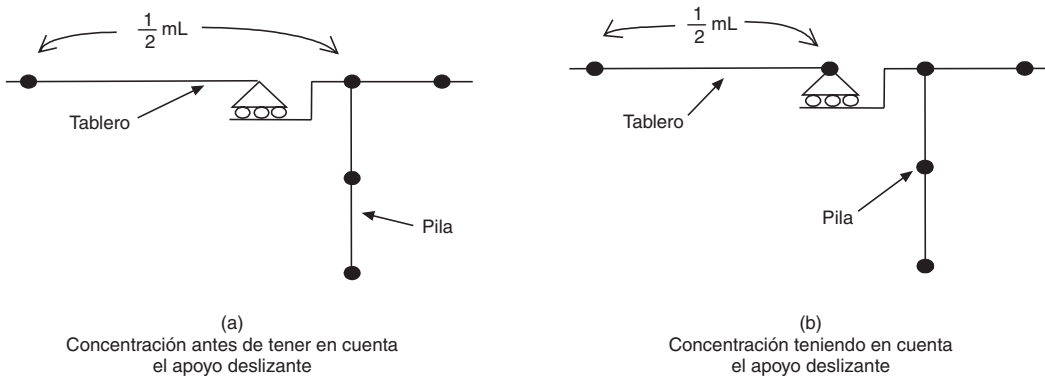
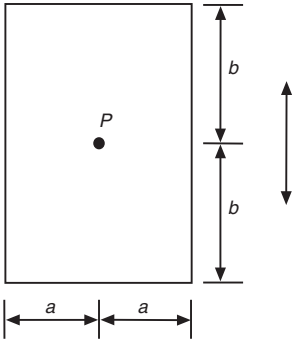
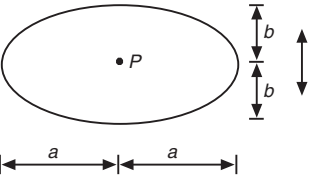
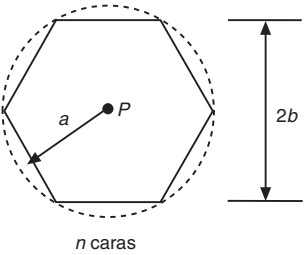


Figura C.4.4

TABLA C.4.1.

Descripción de la sección transversal	Masa añadida por unidad de longitud	Momento de inercia de la masa añadida por unidad de longitud (aceleración de rotación alrededor del eje perpendicular al papel y que pasa por el punto <i>P</i>)																																															
	<table border="1" data-bbox="557 365 821 739"> <thead> <tr> <th colspan="2">$\alpha \rho \pi a^2$</th> </tr> <tr> <th>a/b</th> <th>α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,1</td><td>2,23</td></tr> <tr><td>0,2</td><td>1,98</td></tr> <tr><td>0,5</td><td>1,70</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>1,51</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>1,36</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>1,21</td></tr> <tr><td>10,0</td><td>1,14</td></tr> <tr><td>∞</td><td>1,0</td></tr> </tbody> </table>	$\alpha \rho \pi a^2$		a/b	α	0,1	2,23	0,2	1,98	0,5	1,70	1,0	1,51	2,0	1,36	5,0	1,21	10,0	1,14	∞	1,0	<table border="1" data-bbox="879 376 1281 728"> <thead> <tr> <th colspan="3">$\beta_1 \rho \pi a^4$ o $\beta_2 \rho \pi b^4$</th> </tr> <tr> <th>a/b</th> <th>β_1</th> <th>β_2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,1</td><td>—</td><td>0,147</td></tr> <tr><td>0,2</td><td>—</td><td>0,15</td></tr> <tr><td>0,5</td><td>—</td><td>0,15</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,234</td><td>0,234</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,15</td><td>—</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>0,15</td><td>—</td></tr> <tr><td>∞</td><td>0,125</td><td>—</td></tr> </tbody> </table>	$\beta_1 \rho \pi a^4$ o $\beta_2 \rho \pi b^4$			a/b	β_1	β_2	0,1	—	0,147	0,2	—	0,15	0,5	—	0,15	1,0	0,234	0,234	2,0	0,15	—	5,0	0,15	—	∞	0,125	—
$\alpha \rho \pi a^2$																																																	
a/b	α																																																
0,1	2,23																																																
0,2	1,98																																																
0,5	1,70																																																
1,0	1,51																																																
2,0	1,36																																																
5,0	1,21																																																
10,0	1,14																																																
∞	1,0																																																
$\beta_1 \rho \pi a^4$ o $\beta_2 \rho \pi b^4$																																																	
a/b	β_1	β_2																																															
0,1	—	0,147																																															
0,2	—	0,15																																															
0,5	—	0,15																																															
1,0	0,234	0,234																																															
2,0	0,15	—																																															
5,0	0,15	—																																															
∞	0,125	—																																															
	$\rho \pi a^2$ $0 < \frac{a}{b} < \infty$	$\rho \frac{\pi}{8} (a^2 - b^2)^2$																																															
 <p><i>n</i> caras</p>	<table border="1" data-bbox="557 1115 821 1406"> <thead> <tr> <th colspan="2">$\alpha \rho \pi a^2$</th> </tr> <tr> <th><i>n</i></th> <th>α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>3</td><td>0,654</td></tr> <tr><td>4</td><td>0,787</td></tr> <tr><td>5</td><td>0,823</td></tr> <tr><td>6</td><td>0,867</td></tr> <tr><td>∞</td><td>1,00</td></tr> </tbody> </table> <p><i>n</i> = número de caras.</p>	$\alpha \rho \pi a^2$		<i>n</i>	α	3	0,654	4	0,787	5	0,823	6	0,867	∞	1,00	$0,055 \rho \pi b^4 \text{ sólo para } n = 8$																																	
$\alpha \rho \pi a^2$																																																	
<i>n</i>	α																																																
3	0,654																																																
4	0,787																																																
5	0,823																																																
6	0,867																																																
∞	1,00																																																

A efectos de la aplicación del articulado, se podrá considerar que, en el caso de puentes de pilas verticales, la interacción terreno-estructura producirá efectos significativos si se cumple la condición:

$$v_s \cdot \frac{T}{H} < 20$$

siendo:

- v_s Velocidad de propagación de las ondas transversales (ver apartado 3.2)
- T Período natural de la estructura en la dirección estudiada, considerándola apoyada sobre base rígida
- H Altura del tablero respecto al terreno

La hipótesis de contacto rígido entre la estructura y el terreno ignora el comportamiento dinámico del

terreno circundante y puede introducir errores importantes en los resultados de los cálculos. Es especialmente inadmisibles en el caso de puentes integrales o marcos empotrados en el terreno. Tanto en estos casos como en cimentaciones directas, la flexibilidad del terreno cambia las características dinámicas del conjunto.

La interacción dinámica entre terreno y estructura en el caso de cimentaciones rígidas se manifiesta mediante dos efectos: una alteración del movimiento inducido en las proximidades de las cimentaciones empotradas en el terreno y una alteración de las propiedades de la estructura respecto a si ésta se considerase apoyada en terreno rígido.

El primer efecto, denominado interacción cinemática, sólo es importante para cimentaciones formadas por grandes cajones empotrados en el terreno y exige un estudio pormenorizado en cada caso concreto.

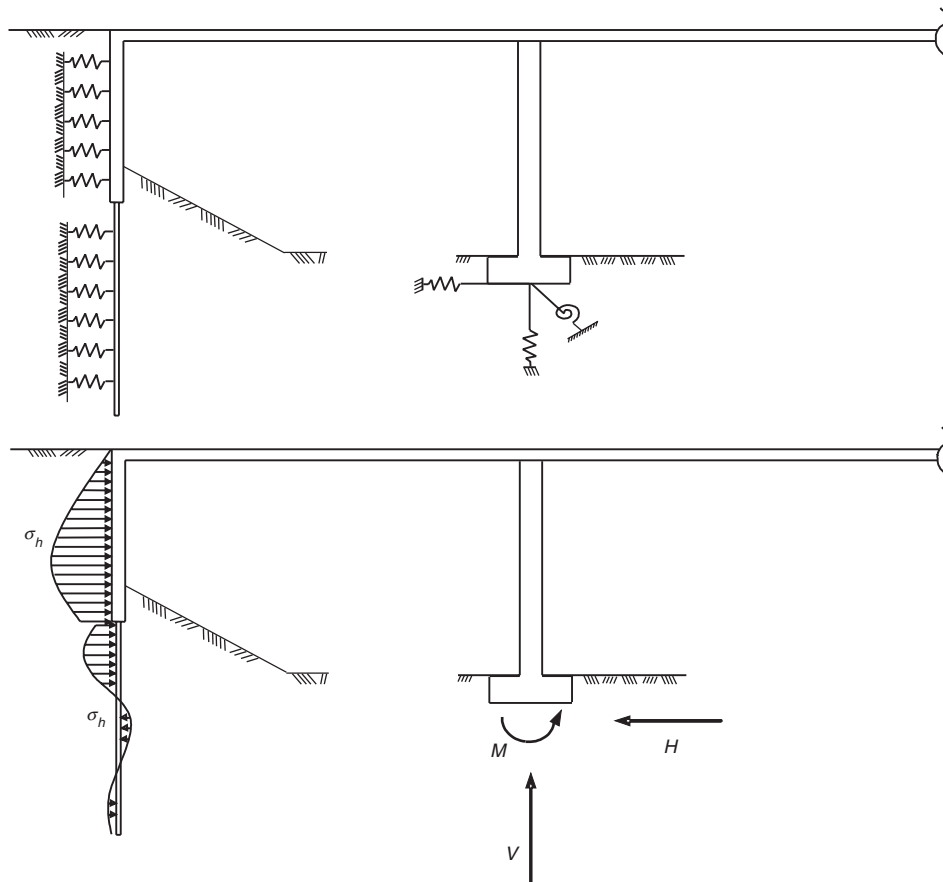


Figura C.4.5

El segundo, o interacción dinámica, refleja la disminución de las frecuencias propias del sistema terreno-estructura respecto a las de la estructura calculada sobre base rígida y el aumento del amortiguamiento debido a que el amortiguamiento del terreno de cimentación suele ser mayor que el de la estructura (ver comentario al apartado 4.2.3.3). Este efecto se tiene en cuenta, en general, mediante resortes tal como se indica en la figura C.4.5, donde se observa que el punto de aplicación de los muelles respeta las dimensiones de los nudos de tamaño finito.

En el caso de cimentaciones superficiales, existen en la literatura especializada expresiones para la rigidez de los muelles en régimen lineal correspondientes a los movimientos de traslación y rotación de zapatas circulares y rectangulares, en función de la frecuencia de excitación. A efectos prácticos, para espesores de suelos relativamente grandes, suelen ser considerados aceptables los valores que se indican a continuación. En el caso teórico de zapata rígida circular sobre un semiespacio de Boussinesq (elástico, homogéneo e isótropo), la rigidez de cada muelle puede tomarse igual a la rigidez estática k_j definida en la tabla C.4.2 para el movimiento tipo j (denominación de movimientos según figura C.4.6), donde G es el módulo de rigidez transversal del terreno de cimentación, ν es el módulo de Poisson:

$$\left(G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}, \text{ siendo } E \text{ el módulo de Young} \right)$$

y r_0 el radio de la zapata.

TABLA C.4.2

Rigidez estática de zapatos circulares sobre semiespacio de Boussinesq

Tipo de movimiento	k_j
Traslación vertical	$k_z = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu}$
Traslación horizontal	$k_x = \frac{32 (1 - \nu) Gr_0}{7 - 8 \nu}$
Cabeceo o balanceo	$k_\psi = \frac{8 Gr_0^3}{3 (1 - \nu)}$
Guiñada	$k_\theta = \frac{16}{3} Gr_0^3$

Si se quiere hacer un estudio más detallado, la rigidez de cada muelle puede expresarse de la forma siguiente:

$$K_j = k_j \beta_k^j$$

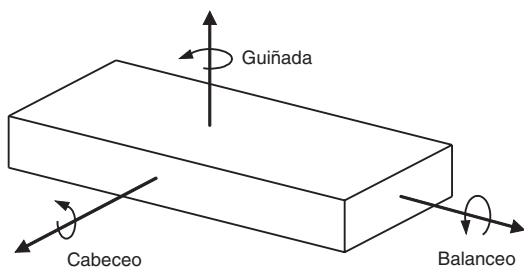


Figura C.4.6. Denominación de los movimientos de rotación

donde:

k_j rigidez estática de la zapata, según la tabla C.4.2

β_k^j coeficiente dinámico de rigidez, cuyo valor viene definido por las expresiones siguientes:

$$\beta_k^j = 1 - \left[\frac{b_1 b_2^2}{(1 + b_2^2 a_0^2)} + b_3 \right] a_0^2$$

para los modos de traslación y cabeceo.

$$\beta_k^j = \left. \begin{array}{l} \frac{1}{40} (a_0 - 4)^2 + 0,6 \quad \text{si } a_0 < 4 \\ 0,6 \quad \text{si } a_0 \geq 4 \end{array} \right\}$$

para el modo de guiñada.

siendo:

b_1, b_2, b_3 coeficientes cuyo valor, correspondiente a un módulo de Poisson $\nu = 1/3$, figura en la tabla C.4.3 (ver comentarios al artículo 4.2.3.3)

$a_0 = \frac{\omega r_0}{v_s}$ frecuencia adimensional

ω frecuencia angular correspondiente a cada modo. (La participación de esta variable obliga a seguir un proceso iterativo en la determinación de la rigidez de cada muelle. El proceso se puede simplificar tomando para ω el valor correspondiente al modo fundamental.)

r_0 radio de la zapata

v_s velocidad de propagación de las ondas transversales o de cizalla ($v_s = \sqrt{G/\rho}$, siendo ρ la densidad del suelo).

En el caso de zapatas rectangulares, se pueden utilizar las expresiones anteriores estimando el radio de una zapata circular equivalente: igualando áreas para los movimientos de traslación ($r = \sqrt{BL/\pi}$), o igualando momentos de inercia para los movimientos de rotación ($r = \sqrt[4]{BL^3/3\pi}$), siendo B y L las dimensiones en planta de la zapata rectangular.

En el caso de estribos y en el caso de cimentaciones constituidas por pilotes, para reflejar adecuadamente el comportamiento real del terreno se requiere

re en general considerar unas características no lineales de los resortes. Para efectuar un cálculo modal espectral deberá estimarse una rigidez equivalente.

C.4.2.3.3. Amortiguamiento

Cuando en el puente existan elementos con valores muy distintos del índice de amortiguamiento, puede utilizarse un amortiguamiento ponderado que, para cada modo, se define mediante la expresión siguiente:

$$\zeta = \frac{\sum \zeta_i E_i}{\sum E_i}$$

donde la sumatoria está extendida a cada uno de los elementos i de la estructura con distinto amortiguamiento, E_i es la energía elástica de la parte i en el modo correspondiente y ζ_i su índice de amortiguamiento.

Esta situación se produce cuando existen por ejemplo dispositivos de amortiguación entre pilas y tablero. Esta expresión también es de aplicación para tener en cuenta el amortiguamiento del terreno de cimentación (ver comentario al apartado 4.2.3.2).

El amortiguamiento interno, que en general será despreciable frente al de radiación, podrá determinarse tal como se indica en el apartado 8.2.3.

El amortiguamiento de radiación debe determinarse de forma congruente con las rigideces dinámicas del terreno, si éstas han sido utilizadas en el modelo. En el caso teórico de zapatas rígidas circulares sobre un semiespacio de Boussinesq, para el índice de amortiguamiento de los amortiguadores concentrados puede tomarse el valor siguiente, correspondiente al movimiento tipo j :

$$\zeta_j = \frac{1}{2} a_0 \beta_c^j$$

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{v_s}$$

$$\beta_c^j = \frac{b_1 b_2^3 a_0^2}{1 + b_2^2 a_0^2} + b_4$$

para los modos de traslación y cabeceo

$$\beta_c^j = \left. \begin{array}{l} 0,25 - \frac{1}{4^3} (a_0 - 4)^2 \quad \text{para } a_0 < 4 \\ 0,25 \quad \text{para } a_0 \geq 4 \end{array} \right\}$$

para el modo de guiñada

donde:

ω frecuencia angular correspondiente a cada modo.

r_0 radio de la zapata.

v_s velocidad de propagación de las ondas transversales o de cizalla.

b_i coeficientes cuyo valor, correspondiente a un módulo de Poisson $\nu = 1/3$, figura en la tabla C.4.3.

TABLA C.4.3

Coefficientes b_i para un módulo de Poisson $\nu = 1/3$

Tipo de movimiento	b_1	b_2	b_3	b_4
Traslación vertical	0,35	0,8	0	0,75
Traslación horizontal	0	0	0	0,65
Cabeceo o balanceo	0,5	0,8	0	0

Si las cimentaciones están empotradas en el terreno o si el terreno es estratificado, es necesario recurrir a la literatura especializada.

C.4.2.4. Procedimiento de cálculo

C.4.2.4.1. Modos significativos

La condición $(\sum M_i)_c / M \geq 0,90$ garantiza que el comportamiento global se está estudiando adecuadamente. Sin embargo, podría haber modos locales que movilicen poca masa y, por tanto, según esta regla podrían no ser considerados en el cálculo. El comportamiento local de esos elementos de la estructura (por ejemplo montantes entre arco y tablero) debe ser comprobado independientemente. La formula escogida para el factor multiplicador a es una interpolación lineal entre los valores 1 y 1/0,7 correspondientes respectivamente a $\eta = 0,9$ y $\eta = 0,7$.

C.4.2.4.2. Combinación de respuesta modales

Si algunos modos tienen períodos naturales muy próximos, según el criterio del articulado, el efecto de la acción sísmica podrá determinarse utilizando la regla de combinación cuadrática completa expresada como sigue:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

con los subíndices i, j variando entre 1 y el número de modos considerado y siendo r_{ij} el factor de correlación definido a continuación:

$$r_{ij} = \frac{8\zeta^2 (1 + \rho) \rho^{3/2}}{(1 - \rho^2)^2 + 4\zeta^2 \rho (1 + \rho)^2}$$

siendo ζ el índice de amortiguamiento de la estructura y r la relación entre períodos definida en el articulado.

Si, por las razones indicadas en el comentario al apartado 4.2.3.3, en el cálculo se ha considerado un amortiguamiento ponderado distinto para cada modo, el factor de correlación r_{ij} será el siguiente:

$$r_{ij} = \frac{8 \sqrt{\zeta_i \zeta_j} (\zeta_i + \rho \zeta_j) \rho^{3/2}}{(1 - \rho^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j \rho (1 + \rho)^2 + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \rho^2}$$

siendo ζ_i y ζ_j los índices de amortiguamiento correspondiente a cada modo.

C.4.2.4.3. Combinación de componentes de la acción sísmica

C.4.2.4.4. Corrección de desplazamientos en puentes con comportamiento dúctil

En los comentarios al apartado 4.2.2, se explica de forma más detallada la relación entre la ductilidad en desplazamientos y el factor de comportamiento.

C.4.3. Cálculo dinámico no lineal en el tiempo

C.4.3.1. Acción sísmica

C.4.3.2. Modelo estructural

Se dice que el amortiguamiento es de tipo Rayleigh cuando la matriz de amortiguamiento es una combinación lineal de las matrices de masa y de rigidez, lo que permite el desacoplamiento matemático de las ecuaciones del movimiento en las coordenadas modales. Es decir:

$$\underline{C} = \alpha \underline{M} + \beta \underline{K}$$

donde:

\underline{C} matriz de amortiguamiento.

\underline{M} matriz de masas.

\underline{K} matriz de rigidez.

Los parámetros α y β se determinan conociendo los índices de amortiguamiento ζ_i, ζ_j para dos modos i, j distintos. Si se admite que:

$$\zeta_i = \zeta_j = \zeta$$

puede demostrarse que:

$$\alpha = 2\zeta \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$\beta = 2\zeta \frac{1}{\omega_i + \omega_j}$$

con lo que para cualquier otro modo k de vibraciones puede determinarse:

$$\zeta_k = \frac{\alpha + \beta \omega_k^2}{2 \omega_k}$$

siendo ω la frecuencia angular del modo correspondiente.

Con objeto de conseguir un valor prácticamente uniforme de ζ en la banda de interés se toman para i y j los modos más bajo y más alto de la misma.

C.4.3.3. Procedimiento de cálculo y verificación

El factor γ_R debe tener en cuenta los posibles defectos locales de la estructura, incertidumbres en el modelo, etc. A falta de una justificación adecuada, se podrá tomar para el mismo un valor $\gamma_R = 1,0$.

C.4.4. Cálculo estático no lineal. Método del empuje incremental

C.4.4.1. Acción sísmica

C.4.4.2. Modelo estructural

En algunos casos, pueden utilizarse diagramas momento-curvatura simplificados, que representan un comportamiento elastoplástico perfecto. Éstos pueden obtenerse a partir de los diagramas momento-curvatura de las secciones de las rótulas plásticas, definidas tal como se indica en el articulado, siguiendo los criterios del Anejo 4.

C.4.4.3. Procedimiento de cálculo y verificación