

## **8 CIMIENTOS Y ESTRIBOS**

### **8.1 Introducción**

En este capítulo se trata la comprobación de cimentaciones y estribos de puentes, en los aspectos que son específicos de la situación sísmica.

Además, se dan algunos criterios geotécnicos que es necesario tener en cuenta para llevar a cabo la caracterización del terreno, exigida en el apartado 3.2, y para considerar la interacción terreno-estructura en el modelo de cálculo, cuando sea necesario según el apartado 4.2.3.2.

### **8.2 Propiedades del terreno**

Para los cálculos en que interviene el terreno de cimentación es necesario determinar su estratigrafía, resistencia y rigidez. Un parámetro que permite la determinación de esta última es la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales.

A los efectos de esta norma, los terrenos se clasifican según su naturaleza en roca, suelos granulares y suelos cohesivos.

#### **8.2.1 Resistencia**

Los esfuerzos asociados a la vibración sísmica toman la forma de carga rápida, por lo que, en general, el comportamiento del terreno queda definido mediante un proceso sin drenaje. Cuando no se prevean fenómenos de licuación, la resistencia de los suelos en condiciones sísmicas podrá determinarse a partir de los parámetros de cálculo correspondientes a una rotura sin drenaje bajo carga estática, en el estado de consolidación correspondiente a las fuerzas gravitatorias anteriores al terremoto.

Cuando el terreno de cimentación esté constituido por roca, para las comprobaciones resistentes podrán utilizarse los mismos parámetros que en el caso de situación no sísmica. La determinación de estos parámetros se llevará a cabo preferiblemente mediante ensayos in situ o sobre probetas de roca, según el caso.

#### **8.2.2 Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales**

En los puentes de importancia especial, cuando la aceleración de cálculo  $a_c$  sea mayor o igual que  $0,16g$  o cuando se haya estimado un valor del coeficiente  $C$ , según el apartado 3.2, mayor o igual que  $1,6$ , la velocidad de propagación de las ondas transversales  $v_s$  se determinará de forma directa, por medio de mediciones geofísicas en sondeos.

#### **8.2.3 Flexibilidad y amortiguamiento**

Cuando se considere necesario hacer un estudio específico del emplazamiento para analizar la amplificación de la acción sísmica entre el sustrato rocoso y la superficie del terreno y cuando se quiera analizar la interacción terreno-estructura, se determinará el perfil de valores de la rigidez transversal  $G$  mediante mediciones geofísicas en sondeos de la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales  $v_s$ .

Cuando se quiera analizar la interacción terreno-estructura, será también necesario definir el amortiguamiento del terreno. El amortiguamiento interno podrá determinarse mediante ensayos de campo o de laboratorio. A falta de medidas directas, y para aceleraciones de cálculo inferiores a 0,10g, podrá adoptarse un valor 0,03 para el índice de amortiguamiento interno.

### 8.3 Comprobaciones relativas al terreno de cimentación

La profundidad del terreno de cimentación que hay que considerar en las comprobaciones que figuran en este apartado se determinará, en cada caso, en función de las características del terreno y del tipo de cimiento.

#### COMENTARIOS

8.3 Con carácter orientativo, se podrán considerar los valores de profundidad recogidos en la tabla C.8.2:

Tipo de cimentación		Tipo de terreno	Profundidad mínima, $z_{\min}$ [m]
Superficial (zapatas)		Caso general (excepto suelos blandos)	$\max \{1,5B; 20 \text{ m}\}$
		Suelos blandos	$\max \{10 + \sqrt{A}; 20 \text{ m}\}$
Profunda (pilotes)	Por punta	Caso general	$\max \{z_o + 10D; z_o + 1,5B; z_o + 6; 20 \text{ m}\}$
	Por fuste		$\max \{L + 5D; 1,5(L + B); 20 \text{ m}\}$

Tabla C.8.2

donde:

- $B$  dimensión menor, en planta, de la zapata o grupo de pilotes
- $A$  área de apoyo del cimiento, expresada en metros cuadrados [ $m^2$ ]
- $z_o$  profundidad del estrato o nivel competente donde vayan a apoyar los pilotes, expresada en metros [m]
- $D$  diámetro del pilote
- $L$  longitud del pilote

#### 8.3.1 Licuación

A los efectos de esta Norma, se define licuación como la disminución de la resistencia al corte en un suelo no cohesivo saturado, debido al aumento de la presión intersticial durante un terremoto, pudiendo llegar a producirse la anulación de la presión efectiva entre sus partículas, así como deformaciones permanentes significativas.

Cuando el terreno de cimentación contenga capas o lentejones de arenas situadas total o parcialmente bajo el nivel freático, deberá evaluarse la seguridad frente al fenómeno de la licuación. Esta evaluación se efectuará también en el caso de rellenos arenosos poco compactos que puedan quedar bajo el nivel del agua.

Podrá evitarse la comprobación de la seguridad frente a la licuación cuando se cumpla alguna de las condiciones siguientes:

- Suelos arenosos con más de un 35 % de limos en los que el valor normalizado del índice N del ensayo SPT sea  $N_{1,60} > 20$

- Suelos arenosos con un contenido de finos menor o igual que el 5% en los que el valor normalizado del índice N del ensayo SPT sea  $N_{1,60} > 30$
- Suelos arenosos con más de un 20 % de arcillas e índice de plasticidad  $IP > 10$ , siempre que la aceleración de cálculo  $a_c$  sea menor que 0,15g

Cuando la licuación resulte un aspecto crítico, deberán proyectarse las medidas adecuadas para la subsanación de dicha situación, como la sustitución de la zona potencialmente licuable, el empleo de técnicas de densificación o de mejora del terreno o el proyecto de una cimentación profunda que transmita las cargas a capas de terreno no susceptibles de licuar.

### **8.3.2 Asientos inducidos por la vibración sísmica**

Cuando el terreno de cimentación incluya a poca profundidad capas potentes de suelos granulares, se deberá evaluar el posible asiento inducido por la vibración sísmica, que deberá ser compatible con la seguridad de la estructura. Como primera aproximación, podrá seguirse el procedimiento de cálculo de asientos recogido en el Anejo 5.

También pueden producirse asientos excesivos en el caso de que el terreno de cimentación esté formado por suelos cohesivos blandos, debido a la degradación de los mismos bajo la acción de un sismo.

## **8.4 Comprobaciones relativas a los cimientos**

Las cimentaciones de los puentes no se usarán como fuentes de disipación histerética de energía. Es decir, bajo la acción sísmica, deben tener un comportamiento esencialmente elástico.

### **8.4.1 Esfuerzos de cálculo**

A efectos de las comprobaciones resistentes de las cimentaciones, los esfuerzos solicitantes se obtendrán modificando los que resulten del cálculo modal espectral de acuerdo con el criterio siguiente:

- En puentes proyectados con comportamiento esencialmente elástico, los esfuerzos solicitantes serán directamente los obtenidos del cálculo modal espectral para la combinación sísmica de acciones definida en el apartado 2.4.
- En puentes proyectados con ductilidad limitada ( $q \leq 1,5$ ), los esfuerzos solicitantes serán los obtenidos del cálculo modal espectral para la combinación sísmica de acciones, multiplicados por el factor de comportamiento utilizado.
- En puentes proyectados con comportamiento dúctil ( $q > 1,5$ ), los esfuerzos serán los obtenidos aplicando los criterios de proyecto por capacidad, según el apartado 5.3.1.

### **8.4.2 Verificaciones resistentes de cimentaciones superficiales**

Se efectuarán las mismas comprobaciones resistentes (ELU) que en condiciones normales de uso del puente, considerando que sobre la cimentación actúan los esfuerzos indicados en el apartado 8.4.1 y adoptando los coeficientes de seguridad correspondientes a situaciones accidentales. Los parámetros resistentes del terreno serán los especificados en el apartado 8.2.1.

Además, en los puentes proyectados con comportamiento dúctil, si se prevé la formación de rótulas en la base de las pilas, será necesario efectuar en las zapatas las comprobaciones que figuran en el apartado 5.3.1.5 y disponer las armaduras indicadas en ese mismo apartado.

Teniendo en cuenta que bajo la acción del sismo, parte de la cimentación puede perder la presión de contacto, se dispondrá en todos los casos una armadura principal en la cara superior de la zapata.

### **8.4.3 Verificaciones resistentes de cimentaciones profundas**

Los elementos de cimentación profunda deben proyectarse considerando que durante un terremoto van a estar sometidos a dos tipos de fuerzas:

- a) Las fuerzas transmitidas por la superestructura, determinadas según lo indicado en el apartado 8.4.1, que se representan mediante una fuerza vertical, otra horizontal y un momento aplicados en la base del encepado.
- b) Las fuerzas cinemáticas debidas a la deformación que les impone el terreno circundante al paso de las ondas sísmicas.

El modelo de cálculo que se emplee para determinar los esfuerzos a lo largo del pilote en situación sísmica debe reproducir lo más fielmente posible:

- La rigidez del pilote
- La rigidez lateral del terreno, considerando la magnitud de las deformaciones del suelo y teniendo en cuenta que la carga es cíclica
- La influencia entre pilotes próximos
- La capacidad de rotación del encepado y de la unión de éste con los pilotes

Se efectuarán las mismas comprobaciones resistentes (ELU) que en condiciones normales de uso del puente, adoptando los coeficientes de seguridad correspondientes a situaciones accidentales y considerando los parámetros resistentes del terreno especificados en el apartado 8.2.1.

Cuando un pilote atraviese zonas del terreno con riesgo de licuación, conforme a lo especificado en el apartado 8.3.1, no se considerará la contribución de dichas zonas en el cálculo de la resistencia por fuste del pilote.

Además, en los puentes proyectados con comportamiento dúctil, si se prevé la formación de rótulas plásticas en la base de las pilas, será necesario efectuar en los encepados las comprobaciones que figuran en el apartado 5.3.1.5 y disponer las armaduras indicadas en ese mismo apartado.

Aunque los pilotes y pantallas, como elementos de cimentación, deben permanecer dentro del rango elástico durante un terremoto, es necesario asegurar unas condiciones mínimas de ductilidad en zonas críticas en las que, en determinadas circunstancias, podrían llegar a producirse rótulas plásticas.

## **8.5 Estribos**

### **8.5.1 Criterios constructivos**

En el trasdós de los estribos deberá disponerse un relleno localizado de material granular, extendido en capas que deberán compactarse in situ adecuadamente, para alcanzar la mayor continuidad posible con el terreno natural o los terraplenes de acceso en su caso.

El sistema de drenaje del trasdós deberá tener las características necesarias para admitir los movimientos inducidos por el sismo sin pérdida de efectividad.

La losa de transición, situada sobre el relleno localizado, deberá anclarse adecuadamente al estribo para mantener su funcionalidad bajo la acción del sismo.

### **8.5.2 Criterios de cálculo**

Los elementos principales de los estribos deben tener un comportamiento esencialmente elástico bajo la acción del sismo.

Debe garantizarse la ausencia de fenómenos de licuación y de asentos excesivos por efecto de la vibración sísmica en el material de relleno del trasdós.

Para verificar la seguridad de los estribos en situación sísmica, se efectuarán las mismas comprobaciones resistentes (ELU) que en condiciones normales de uso del puente, teniendo en cuenta la amplificación dinámica de los empujes que actúan sobre ellos y considerando las particularidades que, para cada tipo de estribo, se indican en los apartados 8.5.2.1 y 8.5.2.2.

Los coeficientes de seguridad serán los correspondientes a situaciones accidentales.

#### **8.5.2.1 Estribos con unión flexible al tablero**

En este caso, el tablero se apoya en el estribo mediante aparatos de apoyo elastoméricos o deslizantes. No debe tenerse en cuenta ningún tipo de contribución de los aparatos de apoyo a la resistencia de los estribos frente al sismo.

Deberán considerarse las acciones siguientes:

- a) Fuerzas transmitidas por los apoyos. En el caso de puentes proyectados con comportamiento dúctil, estas fuerzas se determinarán con criterios de proyecto por capacidad, de acuerdo con lo que se indica en el apartado 5.3.1.2 respecto a la presencia de apoyos deslizantes y elastoméricos. En el resto de los casos, las reacciones serán las que resulten del cálculo sísmico.
- b) Fuerzas de inercia del propio estribo incluyendo las de la masa de tierras confinadas por el estribo que puedan vibrar solidariamente con el mismo.
- c) Empuje de las tierras, incluyendo el efecto sísmico y las características de suelo sumergido donde proceda, que podrá obtenerse conforme a lo especificado en el Anejo 6.

Si la estimación del empuje de tierras lleva implícitamente aparejada la hipótesis de un cierto desplazamiento del estribo, éste deberá tenerse en cuenta al definir la separación entre tablero y estribo. En ese caso, también es necesario verificar que dicho desplazamiento puede llegar a producirse sin que tenga lugar la rotura del estribo. Podrá considerarse que esta última condición se cumple si el estribo se dimensiona a partir del empuje de tierras definido en el párrafo anterior incrementado en un 30%.

- d) Empuje del agua en uno o en ambos lados del estribo cuando proceda, que podrá obtenerse conforme a lo especificado en el Anejo 6.

### 8.5.2.2 Estribos rígidamente unidos al tablero

En este caso, la conexión del tablero con el estribo puede ser monolítica, o bien, a través de aparatos de apoyo fijos o de dispositivos proyectados para resistir la acción del sismo. Estos estribos tienen una participación importante en la respuesta sísmica del puente, tanto en la dirección longitudinal como transversal.

En el modelo numérico se debe representar adecuadamente la masa y rigidez del estribo, así como la elasticidad del terreno y el amortiguamiento de radiación. Cuando en la resistencia del puente frente al sismo participen las pilas u otros elementos, además de los estribos, es conveniente efectuar el cálculo con los valores máximos y mínimos de las características del suelo (ver apartado 4.2.3.2), de forma que se obtengan los resultados más conservadores tanto para los estribos como para las pilas.

En general, cuando los estribos estén rígidamente unidos al tablero, el factor de comportamiento considerado en el cálculo deberá ser  $q \leq 1,5$  (ver Tabla 4.1). Si el estribo está enterrado más del 80% de su altura en un terreno consistente, podrá considerarse que el movimiento de la estructura no sufre amplificación respecto al del suelo, en cuyo caso, debe adoptarse un valor del factor de comportamiento  $q = 1$  y las fuerzas de inercia se determinarán a partir de la aceleración de cálculo  $a_c$ .

En la dirección longitudinal, deberán considerarse las acciones siguientes:

- Fuerzas de inercia de la estructura, que pueden estimarse utilizando el método del modo fundamental.
- Empuje de las tierras incluyendo el efecto sísmico y las características de suelo sumergido, donde proceda, que podrá obtenerse en primera aproximación conforme a lo especificado en el Anejo 6. Se deberá considerar el empuje activo en un estribo (en el mismo sentido que las fuerzas de inercia) y el pasivo en el otro. En general, sólo se podrá contar con la fracción del empuje pasivo que sea compatible con los desplazamientos previstos.
- Empuje del agua en uno o en ambos lados del estribo cuando proceda, que podrá obtenerse conforme a lo especificado en el Anejo 6.

## 8.6 Marcos enterrados

Si la montera de tierras sobre un marco tiene un espesor inferior a la mitad de su luz, se podrán seguir los criterios de cálculo especificados para el caso de estribos rígidamente unidos al tablero.

Si el espesor de la montera es mayor que la mitad de su luz, puede considerarse que la hipótesis de respuesta sísmica inercial, da lugar a unos resultados poco ajustados a la realidad. En ese caso, el comportamiento del marco en situación sísmica puede analizarse calculando la estructura sometida a los movimientos impuestos por la deformación sísmica del terreno en campo libre (compatibilidad cinemática entre la estructura y el terreno circundante).

A estos efectos, puede suponerse que en el terreno se produce un campo de deformación tangencial uniforme con una deformación tangencial de valor:

$$\gamma_s = \frac{v_c}{v_s(a_c)} \quad (8.1)$$

donde:

- $\gamma_s$  deformación tangencial
- $v_c$  velocidad máxima del suelo, definida en el apartado 3.6
- $v_s(a_c)$  velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales correspondiente a la aceleración del suelo