

poblaciones, sin tener en cuenta las características del terreno, que modifican las aceleraciones y los daños: en el terremoto de San Fernando (USA) (9 de febrero de 1971), las intensidades en Sylmar Valley Area³, en una zona de 6x5 km², variaron entre VI y X, variaciones que han de atribuirse a diferencias en el terreno de cimentación; en el terremoto de México (19/IX/85) las aceleraciones oscilaron entre menos de 0,10g en arenas arcillosas compactas y rocas volcánicas, y más de 0,50g en arcillas blandas.

Con independencia de estas importantes variaciones, que corresponden a registros de toda garantía en terremotos recientes y son muy superiores a las aceptadas en la norma NCS-94, en ésta se ha tomado como terreno tipo el más compacto y favorable, por lo que el coeficiente del terreno, que modifica la aceleración a tener en cuenta en el cálculo es igual o superior a la unidad. En la norma PDS-1974 se consideraba como terreno tipo el más desfavorable, aquél que motivaría los daños mayores y que definen las intensidades de los terremotos históricos y, en consecuencia, el coeficiente del terreno variaba entre 1,0 y 0,3.

³ "Damage Distribution in the Sylmar Valley Area". E. Johnsen and C. Martin Duke. San Fernando, California. "Earthquake of February 9, 1971 - U.S.". Department of Commerce. NOAA. Washington. USA.

Un análisis detallado de las variaciones entre las aceleraciones de cálculo de una y otra norma es más complejo, pues en PDS-1974 se disponía de un solo espectro de respuesta y en NCS-94, en postura más razonable, son tres los espectros a utilizar, pero en cualquier caso y en mi opinión, es claro que se han mayorado las aceleraciones de cálculo, posiblemente con un factor del orden o superior a 2. Otras consideraciones referentes a los espectros de los tres tipos de terreno (se ha prescindido del correspondiente a rocas), al modo de clasificarlos (velocidades de las ondas transversales, que es labor difícil, costosa o casi imposible en zonas urbanas) o sobre el coeficiente de contribución (que olvida los terremotos profundos de Dúrcal), son de menor importancia ante las observaciones anteriores.

Pudiera establecerse una discusión sobre estos temas, pero temo que al igual que hasta 1991, fecha de mi jubilación forzosa y cese en la Comisión Interministerial, no servirán para convencer a los que defienden posturas opuestas. Quizás, si comparan las acciones sísmicas de cálculo que según la NCS-94 han de aplicarse en Granada, por ejemplo, y las comparan con las que deben tomarse en otras regiones del mundo con elevada actividad sísmica y, simultáneamente, consideran la ausencia en el territorio español de terremotos destructivos durante más de 100 años, frente su presencia en esas zonas elegidas, encontrarán que los valores deducidos son algo elevados.

* * *

COMENTARIOS SOBRE LA NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE NCSE-94

AVELINO SAMARTÍN QUIROGA, Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos.
Catedrático de la U.P.M.

La Norma de construcción Sismorresistente (Parte General y Edificación) NCSE-94, aprobada por R. D. 2543/1994 de 29 de diciembre, representa una puesta al día de los conocimientos adquiridos en materia de acciones sísmicas y su influencia en las construcciones durante los veinte años transcurridos desde la anterior Norma Sismorresistente PDS-74.

El contenido de la Norma -referente, como su título indica, a datos básicos sísmicos y su actuación en edificios- muestra, por una parte, su limitación y, por otra, la necesidad de ser complementada por otras normativas o recomendaciones específicas a obras públicas singulares. Ejemplos de éstas son las presas, los puentes, las obras marítimas, las centrales nucleares, etc., que presentan problemas sísmicos muy concretos y especiales, tanto en su cálculo y en su diseño como en cuanto a distintos niveles de seguridad a los de las estructuras de edificación.

Se pone de relieve el formato utilizado, siguiendo el Eurocódigo EC8, en la Norma que se comenta, para definir el terremoto. Emplea los conceptos de aceleración básica y los espectros elásticos y de diseño, con sus modificaciones eventuales debidas al terreno y a la distancia epicentral, distinguiendo, en este aspecto, entre terremotos cercanos y lejanos.

Se echa de menos alguna indicación acerca de los valores máximos de un seísmo en un suelo, y los máximos desplazamientos diferenciales, cuyo conocimiento puede ser preciso en el análisis sísmico de estructuras de gran longitud de cimentación, tal como indican otras Normas, como la francesa AFPS-92 sobre puentes.

Por otra parte, sobre el estudio sísmico de la edificación no se comentan los efectos P-Δ, ni se sugieren los esquemas simplificados de introducción de los efectos

de interacción suelo-estructura, como se presentan en la ATC-75.

En cuanto a artículos específicos de la citada Norma, se indican los siguientes comentarios:

Artículo 3.6

Es sabido que el acelerograma de un terremoto con epicentro próximo al emplazamiento presenta un contenido de frecuencias muy distinto del de otro con epicentro lejano y profundidad focal grande. La Norma refleja este hecho en el artículo 2.3. "Espectro lineal de respuesta" al introducir un coeficiente de contribución $K > 1$ en las zonas del territorio nacional afectadas por los terremotos profundos y lejanos. Sin embargo, en el apartado 3.6.1 "Estudio dinámico directo" creo que se comete una inconsistencia en la redacción de su primer párrafo. En efecto, al exigir que tanto los acelerogramas reales como artificiales sean compatibles con el espectro de la Norma -al ser éste en realidad una envolvente de dos tipos de espectros de formas distintas- se eliminan, por una parte, los posibles registros reales recogidos en el emplazamiento, ya que en tramo de frecuencias no existirá para los mismos esa compatibilidad. Si se eligen, por otra parte, acelerogramas artificiales compatibles con el espectro de la Norma, éstos no son representativos de terremotos reales, ni próximos ni lejanos.

En mi opinión, dado que la Norma no suministra información de forma separada sobre los dos tipos de espectros elásticos, lo que implicaría una modificación y tal vez una mejora importante de la Norma y obviaría la dificultad anterior, se debería redactar el primer párrafo del apartado 3.6.1. de modo que recogiese esta observación. En particular, se podrá indicar que en los emplazamientos para los cuales $K > 1$, el espectro cuya compatibilidad se exige, corresponda a una zona de frecuencias determinada, según se consideren terremotos lejanos o próximos. Asimismo, esta observación debería ser reiterada en los comentarios pertinentes del artículo, avisando al proyectista de esta circunstancia.

Artículo 3.7

Creo que debe modificarse el apartado 3.7.4., que se arrastra de la Norma anterior. Como es sabido del cálculo dinámico espectral modal de estructuras, en cada modo i se debe calcular la estructura de forma estática para las cargas F_{ik} existentes en cada planta k .

Los resultados de estos cálculos estáticos de los sucesivos modos que se consideran -movimientos, cortantes y momentos- se pueden combinar entre sí mediante la fórmula raíz cuadrada de suma de cuadrados, RCSC, con objeto de obtener los resultados finales. No es posible utilizar los resultados obtenidos a partir de la combinación RCSC para otros cálculos que no sean el diseño de secciones.

Creo que no es posible, incluso con la salvedad de un procedimiento aproximado, combinar las acciones tal y como indica el apartado 3.7.4., para proceder con ellas en un solo cálculo estático, obtener los resultados. Pueden existir cargas de distinto signo, F_{ik} y F_{jk} correspondientes a los modos i y j , tales que la combinación de los resultados de los cálculos de cada carga puede conducir, para determinados esfuerzos, a valores más desfavorables que los correspondientes obtenidos de la combinación de las cargas dentro de un único cálculo.

Artículo C.3.6.2.4 (Comentarios)

A mi juicio, existe un error en dicho apartado (pág. 26), en la fórmula CQC, donde dice:

$$\Pi_{ij} \equiv \Pi_{ji} = \frac{v^2 (1+f) f^{\frac{3}{2}}}{(1-f^2)^2 + v^2 f (1+f^2)}$$

debe decir:

$$\Pi_{ij} \equiv \Pi_{ji} = \frac{8\Omega^2 (1+f) f^{3/2}}{10^4 (1-f^2)^2 + 4\Omega^2 f (1+f^2)}$$

con $f = \frac{\omega_j}{\omega_i}$

con Ω el amortiguamiento crítico en tanto por ciento.

Considero que convendría usar η para la proporción de amortiguamiento crítico igual a $\Omega/100$. con lo que resultaría:

$$\Pi_{ij} \equiv \Pi_{ji} = \frac{8\eta^2 (1+f) f^{3/2}}{(1-f^2)^2 + 4\eta^2 f (1+f^2)}$$

Además, existe una confusión en la Norma en esta fórmula, entre v y Ω :

$$v = \left(\frac{5}{\Omega} \right)^{0,4}$$

* * *