

# Consecuencias de la aplicación de la norma sismorresistente NCSE - 94 en la construcción de las estructuras de edificios situados en zonas sísmicas

DOMINGO PELLICER DAVIÑA  
DR. ARQUITECTO

*If there are any weaknesses in the design of a structure, earthquakes will certainly find them.*

J.W.Smith

La entrada en vigor de la norma sismorresistente NCSE - 94 va a llevar aparejados notables cambios en la concepción de los edificios situados en zonas de sismicidad apreciable.

Este artículo se limita al análisis de las condiciones constructivas generales impuestas por la norma y corresponde por tanto al artículo 4° de la misma. En él se estudian las condiciones geométricas de los edificios en sus plantas y alzados, y los criterios generales que hay que aplicar en el proyecto relativos a la disposición de masas, elementos estructurales y no estructurales, vías de evacuación, separación entre distintos cuerpos o distintos edificios, y elección del sistema de cimentación.

Dada la amplitud del artículo 4° de la NCSE - 94, se complementará posteriormente este comentario con otros artículos relativos a la construcción de las estructuras.

La aplicación de las condiciones de cálculo y diseño de la Norma Sismorresistente NCSE-94 que viene a sustituir a la anterior PDS-1-74 parte A deberá acarrear importantes modificaciones en los hábitos constructivos de edificios que se encuentren en zonas sísmicas.

La puesta en práctica de los principios de la Norma supone una mejora cualitativa en la estabilidad de los edificios y en consecuencia en la seguridad de sus ocupantes, con un criterio tan seguro como pueda serlo el haberse apoyado en la experiencia adquirida tras los terremotos de Chile, de México, de Japón, de E.E.U.U. entre otros: ello permite asegurar que toda aproximación a su cumplimiento, por matizada que sea, redundará en evitar la siempre lamentable pérdida de vidas humanas.

Aunque el objetivo secundario previsto -reducir el coste económico que un sismo pueda ocasionar- es complicado de valorar, en vista de la gran cantidad de variables aleatorias que pueden darse en aquél. El mero hecho de dimensionar los edificios con criterios sísmicos propiciará que en principio se salven vidas y se reduzcan los daños en las estructuras. Ambos factores tienen un impacto económico: pero mientras que los edificios dañados se pueden arreglar, los colapsados se llevan vidas humanas y no se pueden reparar.

El cuerpo técnico de la Norma es una buena arma para tales objeti-

vos. De acuerdo con los criterios en ella señalados, el proyectista dispone de un marco de calificación previa del edificio a efectos sísmicos. Parecen fuera de duda las repercusiones de proyecto y económicas de calificar a la estructura de un edificio como **no dúctil, dúctil o de alta ductilidad**; y a aquél como de moderada, normal o especial importancia.

Puesto que la responsabilidad será achacada a los técnicos, deben ser éstos quienes establezcan esas calificaciones, con el respaldo de la Administración que ha de velar por su cumplimiento.

## CONDICIONES GENERALES DE PROYECTO DE LOS EDIFICIOS

La siguiente exposición se referirá sólo a las principales condiciones de diseño de las estructuras y elementos constructivos que se desprenden del artículo 4° de la Norma; no hará referencia más que cuando resulte imprescindible a las cuestiones relativas al cálculo que se incluyen en los artículos precedentes.

### Condiciones de la planta del edificio

Dentro de las reglas de índole general que se plantean en el apartado 4.1 de la Norma, cabe comentar las exigencias respecto a la forma del edificio en zonas con una  $a_s \geq 0,12 g$ , que se convierten en meras recomen-

1. De modo explícito, la Norma CSE-94 considera a  $a_g \geq 0,06$  g como el valor a partir del cual debe considerarse la actividad sísmica. (Art.1.2.3.)
2. Norma CSE-94, Art. 4.1.1
3. Convendrá definir estos dos conceptos.  
 Centro de masas o baricentro: es el lugar geométrico de la resultante de paso en cada planta de todas las cargas gravitatorias del edificio. Coincidirá en cada planta con su centro geométrico cuando además de ser regular, las cargas se hallen uniformemente repartidas en ella. Coincidirá con un eje vertical para todo el edificio, cuando todas sus plantas, además de cumplir lo anterior sean iguales o se encuentren uniformemente escalonadas.  
 Centro de torsión o metacentro: es el lugar geométrico de la resultante de las rigideces relativas de todos los elementos estructurales de cada planta. También coincidirá en cada planta con su centro geométrico cuando además de ser regular, los elementos estructurales sean redundantes en las dos direcciones principales. Coincidirá con un eje vertical para todo el edificio, cuando todas sus plantas, además de cumplir lo anterior sean iguales o se encuentren uniformemente escalonadas. Debe coincidir con el baricentro para evitar torsiones.
4. Vid al efecto el caso del edificio Hanga-Roa (Viña del Mar, Chile) en CRUZ E. Y OTROS *Lecciones del sismo de 3 de Marzo de 1.985*. Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón. Santiago de Chile. 1988. págs 31 y ss.  
 Por lo demás, la bibliografía especializada sobre el tema coincide de modo unánime en la necesidad de extremar las condiciones de simetría bidireccional. Vid. al respecto SMITH, J.W.: *Vibrations of Structures*. ed. Chapman and Hall. Londres. 1988.  
 GREEN, N.B.: *Earthquake Resistant Building Design and Construction*. 3ª edición. Ed. Elsevier. Nueva York. 1987.  
 Comité Euro-International du Béton (CEB). *Seismic Design of Concrete Structures*. Dotesios printers. Bradford-on Avon. G.B. 1987.

daciones para valores inferiores<sup>1</sup>. Estas exigencias o recomendaciones, según los casos, son que:

*“...Debe procurarse una disposición geométrica en planta tan simétrica como sea posible, tratando de conseguir en el edificio, en los elementos resistentes y en los arriostamientos, una composición con dos ejes de simetría ortogonales.*

*Son desaconsejables disposiciones en plantas rectangulares no regulares o en forma de L, U, T, Z. En estos casos se puede descomponer la estructura mediante juntas verticales en cuerpos independientes.”<sup>2</sup>*

Como se puede apreciar en los precedentes artículos de la Norma, el modo de oscilación de un edificio puede ser enormemente complejo. Por ello es necesario procurar que en la medida de lo posible sea regular. Dicha regularidad se consigue mediante los criterios de simetría bidireccional que hará coincidir el centro de masas con el centro de torsión.<sup>3</sup>

La exigencia resulta importante si se considera el carácter direccional de las ondas sísmicas, como se demuestra con claridad en los daños sufridos por edificios carentes del principio de composición simétrica bidireccional.<sup>4</sup>

Con la recomendación de evitar plantas con formas quebradas, se está procurando impedir zonas excesivamente estrechas de la planta del edificio, para que no pueda darse la torsión. Para ello la Norma sugiere la descomposición de la estructura en subplantas rectangulares mediante juntas verticales. Conviene añadir la conveniencia de aplicar también ese principio a plantas rectangulares muy alargadas, pues las teóricas condiciones de homogeneidad, isotropía y elasticidad de un suelo de cimentación, pueden tener mayor probabilidad de no cumplirse si aquél es extenso.<sup>5</sup> Dicha expresión **muy alargadas** puede concretarse estableciendo una relación dimensional en planta de 1:3 como límite.

Piénsese también que incluso tras una estricta aplicación del criterio de dividir plantas quebradas en subplantas rectangulares - en cuyo caso se habrá cumplido la Norma - persistirá la incógnita de que si las estructuras de los cuerpos fuesen similares, al variar las condiciones de transmisión de las ondas sísmicas a través del terreno, éstas harían oscilar arítmicamente a los distintos cuerpos, que podrían chocar entre sí. Más adelante veremos cómo esta cuestión también es contemplada, con el establecimiento de criterios de dimensionamiento de esas juntas para que ese fenómeno no se produzca.

#### Condiciones de alzado de los edificios

Por lo que al alzado del edificio se refiere, continúa diciendo la Norma en el mismo artículo citado que

*“...igualmente debe procurarse una disposición geométrica regular en alzado. Deben evitarse las transiciones bruscas de forma o rigidez entre un piso y el siguiente. La reducción de dimensiones en cualquier planta no debe ser mayor del 20% de la dimensión de la planta inferior, si se mantiene el centro de gravedad y del 10% si no se mantiene. Esta reducción puede llegar al 50% en el 15% superior del edificio.”*

También el alzado debe ser regular, sin transiciones bruscas entre piso y piso, máxime si éstas llevan a una desviación del centro de gravedad. La regularidad debe afectar también a los sótanos. La foto 1 reproduce el estado de inclinación del edificio **El Faro**, en Viña del Mar (Chile) que colapsó debido a la diferencia de rigidez entre la planta baja y el sótano, además de a otros defectos de diseño como el ya enunciado por la Norma de falta de coincidencia de su centro de masa y su centro de torsión.

#### Disposición de masas

El objeto de las condiciones de que la masa total de un piso no exceda

del 15% de los contiguos ni el 50% de la media; y que deban situarse alrededor del centro de la planta las zonas que soporten cargas que excedan en un 25% a la carga general, es idéntico al de las precedentes: conviene garantizar el comportamiento regular del edificio evitando las diferencias de ductilidad entre plantas.<sup>6</sup>

El efecto diferencial de la acción sísmica se concentra en los nudos de la estructura; para una respuesta adecuada, miembro a miembro, es conveniente que los esfuerzos a que previamente están sometidos sean regulares, es decir, no haya grandes diferencias entre nudos adyacentes, para evitar una excesiva sollicitación de alguno de ellos debido a las variaciones en las fuerzas de inercia por planta.

La intención de la distribución uniforme de masas entre piso y piso, responde pues a la necesidad de evitar sobretensiones debidas a la diferencia de fuerzas de inercia entre piso y piso.

En los comentarios finales, la propia Norma advierte contra la presencia de **grandes masas en la planta superior**: piscinas, depósitos, salas de calderas. Deben emplearse soluciones alternativas y sólo cuando no quede más remedio, habrá que concentrar esas masas de modo riguroso, y siempre sin perder los criterios de simetría -en torno al centro geométrico de la planta y muy próximas a él. No ha de olvidarse no obstante que las nuevas cargas no excederán en más del 25% a la usual del resto de plantas.(foto 2)

### Disposición de elementos estructurales

La Norma aconseja que las rigideces se distribuyan de forma uniforme y simétrica en la planta y que aquéllas varíen de modo gradual a lo largo de la altura del edificio, sin que se produzcan cambios bruscos de rigidez en ninguno de sus elementos estructurales

Como puede observarse se mantiene, como en el caso anterior, el criterio de conseguir el mayor orden estructural posible en el propio diseño de la estructura, para resolver situaciones no usuales en las que por los motivos que sea no se respete la normal exigencia de que el decrecimiento de los pilares o pantallas a medida que se asciende sea gradual en función de la cuantía también regularmente decreciente de las cargas verticales y horizontales debido a las fuerzas de inercia, exigencia que dará lugar a una estructura ordenada.

La presencia coercitiva en contacto con los pilares de elementos que no desempeñan una misión resistente - como pueden ser cerramientos o paramentos interiores, constituye una causa importante de cambio brusco de rigidez en aquéllos. La capacidad de coerción de tales elementos puede llegar a ser tan importante que lleguen a convertir a esos pilares en **columnas cortas**, cuestión que como veremos, será más tarde abordada por la Norma.

Una columna corta constituye un elemento muy rígido, llegando a ser un punto de peligrosa concentración de tensiones, que se traducen en esfuerzos cortantes inadmisibles para la configuración resistente de la pieza.<sup>7</sup>

En la foto 3 correspondiente a un edificio de estructura porticada de hormigón, se aprecia el efecto de la situación descrita: se procuró separar a los paramentos de fábrica no portante de los pilares con un perfil metálico para permitir la deformación independiente: sin embargo, las cadenas de coronación de los muros en los alféizares se prolongaron hasta los pilares, constituyendo arriostramientos que originaron en aquéllos la situación de columna corta, al aumentar la rigidez por el consiguiente acortamiento de la luz de los pilares, cuyas cabezas han quedado destrozadas por el exceso de esfuerzo cortante.



5. Vid al respecto Fundación ICA, a.c. *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1.985*. Ed. Limusa. México. 1988. pág 46.
6. La Norma NCSE-94 no define el concepto de ductilidad. En realidad se trata de un término relativamente fácil de definir para un elemento estructural, pero que presenta complicaciones cuando quiere referirse a la totalidad del edificio. Resulta ilustrativa al respecto la definición que propone el CEB (Ob. cit. pág 10, Apdo C 3.3): *"...Ability to dissipate significant amount of energy through inelastic behavior under large amplitude cyclic deformations, without substantial reduction of strength."* De alguna manera parece entenderse por ductilidad la cualidad de una estructura completa o de un elemento estructural, de tolerar las deformaciones que excedan de su capacidad elástica. un ejemplo real muy sugestivo al respecto, es el expuesto por N.B. GREEN. (Ob.cit. pág 90 y 91) relativo al estado en que quedó el Olive View Hospital tras el terremoto de San Fernando (E.E.U.U., 1971): todos los pilares de la fachada oeste del cuerpo principal se desplomaron unos 45 cm hacia la izquierda. muchos de ellos perdieron el recubrimiento y parte de material interno, permaneciendo intacto el núcleo zunchado. Las plantas superiores ni siquiera perdieron la verticalidad. el edificio quedó inutilizado, pero no hubo víctimas.



7. Como la rigidez ( $EJ/L$ ) de un elemento se define en función de su luz entre otros parámetros, es frecuente comprobar que el dimensionamiento y armado de una columna corta no se ha planteado así, sino como si se hubiera tratado de una columna de altura normal entre pisos. La naturaleza de columna corta ha sido adquirida por el elemento a posteriori, cuando se ha visto parcialmente constreñido en su deformación por el elemento supuestamente no resistente.
8. WAKABAYASHI, M. y MARTÍNEZ ROMERO, E.: *Diseño de estructuras sismorresistentes*. Ed. McGraw-Hill. México. 1.988. pág. 244 y ss.

### Disposición de elementos de gran rigidez frente a esfuerzos horizontales

La Norma aconseja la disposición de pantallas, muros o triangulaciones en dos direcciones ortogonales y en posición simétrica, dejando a criterio del proyectista la situación de tales elementos en el perímetro exterior de la planta o en posición central.

En una planta regular, la influencia relativa de masas asimétricas en el desplazamiento del centro de masas respecto al centro geométrico puede reducirse a una distancia corta; sin embargo, según sea la dirección de las ondas sísmicas, el movimiento del edificio debido a la vibración torsional puede ser grande.

Parecería poderse deducir de la redacción de la Norma que no hay demasiada diferencia entre disponer los elementos de gran rigidez en el perímetro o en el centro, cuando realmente la diferencia es importante: si los elementos se disponen en el perímetro, es mayor la rigidez torsional del edificio y en consecuencia mejorará su respuesta frente a la amplificación del movimiento sísmico, como ha quedado demostrado con algunas experiencias.<sup>8</sup>

Cuando los valores de  $a_s \geq 0,16 g$ , la Norma aconseja que los elementos resistentes a sismo sean redundantes, si no tienen gran rigidez, - es el caso de edificios de estructura porticada, carente de pantallas o triangulaciones, - para que el fallo de uno cualquiera de ellos no altere en exceso la posición del centro de rigidez, y por lo tanto, de la excentricidad de masas.

Para aquellos edificios que posean plantas diáfanos, ya sea en la planta baja, ya intercaladas entre otras que se encuentran compartimentadas, la Norma señala la necesidad de tener en cuenta la contribución de las particiones en la rigidez del conjunto, a no ser que se hayan tomado medidas para evitar dicha

contribución. Como podrá verse más adelante, cuando la Norma se refiera a las particiones no resistentes, no parece demasiado plausible establecer consideraciones de cálculo en el primer sentido; y las medidas para evitar la contribución de esas particiones no dan tampoco buen resultado en la práctica, al menos por lo visto en el ejemplo de la columna corta que exponíamos hace un momento.

El criterio general que sigue ilustrando en todo caso el espíritu de la Norma consiste en evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en cualquier planta o elemento estructural.

### Excentricidad en elementos estructurales

La condición de que los ejes geométricos de vigas y pilares sean coincidentes, limitándose la excentricidad a la cuarta parte del ancho del pilar en la dirección transversal a la directriz de la viga con objeto de garantizar la transmisión de momentos, es evidente para quienes estén habituados a diseñar estructuras de acero dadas las características de trabajo de los perfiles. Pero no lo es tanto en edificios de estructuras de hormigón armado cuando se emplean vigas de canto.

La falta de esta condición en tales casos suele limitarse a las plantas inferiores de edificios altos donde los pilares pueden ser anchos y sus caras exteriores coinciden con las de las vigas, para aplicar la misma solución de cerramiento sobre el mismo plano en toda la altura del edificio. La condición de la Norma es lógica y por lo tanto convendrá escoger en tal caso el sistema constructivo que se haya de aplicar.

### Cargas puntuales sobre vigas

La Norma aconseja evitar que se haga descansar sobre las vigas otros

elementos resistentes, como otras vigas o pilares, indicando que cuando no sea posible hacerlo de otro modo, el modelo de la estructura ha de incluir en el nudo que resulte del encuentro, un grado de libertad vertical, se tengan en cuenta en él las acciones sísmicas verticales y además se mayores las solicitaciones de esfuerzo cortante de las vigas así embrochadas con el valor  $\gamma_k = \mu$ , siendo  $\mu$  el coeficiente de comportamiento por ductilidad utilizado en el análisis de la estructura.

En realidad la Norma propone configurar en este caso ese encuentro especial como un nudo rígido. Para ello no puede considerarse a efectos de cálculo que se trate sólo de una viga que recibe una carga puntual, sino de dos vigas anudadas al elemento recibido, con el mismo criterio de nudo que se emplea, por ejemplo, en una viga Vierendel.

El conjunto debe poder desplazarse verticalmente: éste es precisamente el desplazamiento resultante del grado de libertad vertical que se incluirá en el modelo de cálculo adoptado.

En general es siempre mayor la importancia de un pilar que descarga sobre una viga que si el elemento recibido es otra viga embrochada en ella, al menos desde un punto de vista constructivo. Del texto normativo parece desprenderse que también es necesario mayorar la sollicitación de esfuerzo cortante en la viga embrochada, y ello se encuadra en el contexto del ya mencionado criterio general de rigidización y armado de nudos que dicho texto expone en su apartado 4.4. relativo a estructuras y elementos estructurales de hormigón.

#### Valores relativos de los coeficientes de seguridad

La Norma aconseja que el coeficiente de seguridad de los soportes sea superior al de las vigas, y que en éstas

a su vez, el coeficiente de seguridad al esfuerzo cortante sea superior al momento flector. Como se contempla posteriormente en los comentarios, la Norma viene a recomendar con ello al proyectista que las condiciones constructivas permitan que las vigas se plastifiquen antes que los soportes, puestos que éstos, como responsables de la transmisión de las cargas gravitatorias, importan más en el conjunto estructural, pues su hipotético colapso sería más comprometedor para la estructura.<sup>9</sup>

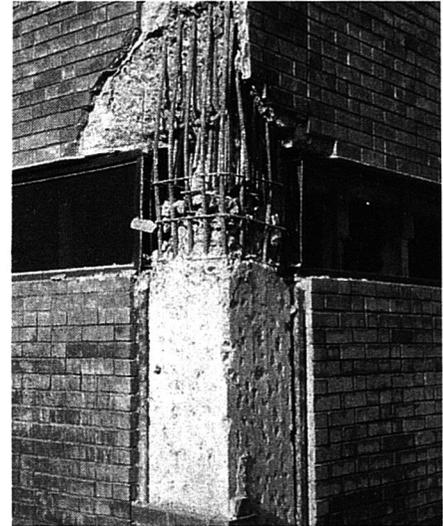
El fallo por flexión también es considerado como más favorable que el que pudiera producirse por efecto del esfuerzo cortante, ya que éste, a diferencia del primero, lleva consigo la disgregación del hormigón. Éste es el motivo principal por el que la Norma señalará más adelante la impropiedad del empleo de vigas planas: debido a su propia configuración de sección y armaduras, el fallo por flexión en ellas se produce normalmente después del fallo por esfuerzo cortante.

#### Elementos estructurales no considerados en el modelo de estructura adoptado para el análisis

Tales elementos son todos aquellos que con alguna frecuencia se añaden a una estructura tras su ejecución, o a veces incluso durante el transcurso de ésta. Se caracterizan porque no han sido concebidos de modo unitario con el resto de la estructura, y también porque poseen su propio carácter estructural.

Es por ejemplo el caso de pequeñas estructuras de entreplanta, casetones y salas de máquinas necesarias en posteriores acondicionamiento del edificio, u obras interiores de reforma que afecten a la estructura.

De acuerdo con la Norma, tales elementos estructurales han de tener la capacidad suficiente para admitir los desplazamientos que se produz-



9. Se trata también de un principio de comportamiento reconocido por los especialistas. Vid. al respecto SMITH, J.W.: ob. cit. pág. 193.

can en ellos. Por ello, una de sus primeras condiciones es que en la medida de lo posible no empleen métodos de sustentación por empotramiento en su encuentro con la estructura primigenia.

Otra condición que deberían tener, al hilo de los anteriores artículos de la Norma, es que no alteren de modo considerable las condiciones de simetría y distribución regular de cargas que se han debido respetar en origen.

#### Elementos no estructurales

Anteriormente veíamos cómo la Norma hacía una primera advertencia respecto a la contribución de las particiones en la rigidez del conjunto del edificio. (Art. 4.1.3) Al referirse ahora de modo explícito a estos elementos no estructurales, tales como muros de cerramiento o tabiquerías que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones de la estructura, indica que se tendrán en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural y se comprobarán para las acciones que se deriven del cálculo. Alternativamente -añade la Norma en su artículo 4.1.4- podrán adoptarse soluciones constructivas que garanticen la no participación resistente de estos elementos.

Desde el punto de vista del cálculo, el modo de tenerlos en cuenta consiste en considerar su influencia en el coeficiente de respuesta al sismo,  $\beta$ , que se debe aplicar. (Art. 3.7.3.1.)

Con ello tan sólo se estará considerando su influencia sobre el comportamiento general de la estructura; sin embargo, la posterior comprobación de su propio comportamiento frente a las acciones que se deriven del cálculo, va a resultar muy complicado, si no imposible.

En efecto, a menos que se adopten esas hipotéticas **soluciones constructivas que garanticen la**

**no participación resistente**, el propio carácter no resistente de esos elementos y la necesidad de atender con ellos a otros condicionantes arquitectónicos, como el aislamiento fónico o el térmico, o su resistencia a la acción del fuego, o a las moderadas pero ineludibles acciones horizontales de uso, etc., los vuelven muy susceptibles de verse dañados a causa de un sismo.

Con la particularidad de que, proviniendo por lo general sus daños de las acciones provocadas por los cambios de geometría de la estructura, su distribución en toda la extensión de un edificio afectado parece arbitraria y sólo es bien explicable en algunos casos muy claros: la generalización de causas concretas en los demás, es virtualmente imposible en el actual estado de nuestros conocimientos. (foto 4)

Por ello, una valoración ponderada de su futura reparación frente al gasto inicial que supondría la aplicación de complejas - y poco ensayadas - soluciones constructivas distintas a las habituales, hace aconsejable seguir empleando éstas últimas, aunque no sin una reflexión sobre el modo de hacerlo, como veremos más adelante cuando entremos a analizar los criterios constructivos concretos.

En todo caso, respecto a las particiones interiores no estructurales, las técnicas habituales de no confinarlas rígidamente entre elementos estructurales, rematándolas arriba y a los lados con juntas de materiales poco rígidos, como el yeso, nos siguen pareciendo razonablemente adecuadas.

En cuanto a las fachadas, el problema principal a evitar, es su caída sobre viandantes. En este sentido, la introducción en el diseño de juntas especiales debe quedar al arbitrio del redactor del proyecto, sin perder nunca de vista que de esos cerramientos se esperan además otras prestaciones que pueden hacer aquellas poco aconsejables. Parece oportuno en cualquier caso hacer más

hincapié sobre los criterios de indeformabilidad de la estructura con objeto de impedir la pérdida de geometría de los paños.

### Vías de evacuación

Es muy razonable la consideración de dotar a las vías generales de evacuación de los edificios de especiales condiciones de resistencia y ductilidad para garantizar el desalojo en caso de un sismo. Un modo constructivo adecuado para mejorar la resistencia y ductilidad de las estructuras de los huecos de escaleras en los edificios de estructuras porticadas consiste en confinarlos mediante soportes en vez de usar embrochalamientos,- aunque luego se empleen muretes para la sustentación de alguna o algunas de sus losas,- confiando la rigidez que al conjunto confiere su propio carácter de plegadura. Para que las losas puedan considerarse **plegadas** resultará conveniente hormigonarlas sin solución de continuidad dentro de cada tramo de piso, y garantizar de paso el solape de las armaduras para que puedan considerarse elementos continuos.

Aunque en principio pudiese parecer adecuado por la mayor ductilidad de los elementos empleados, el empleo de soluciones de vigas zancas, debe considerarse con prudencia pues por su propia naturaleza el conjunto de la estructura de la escalera llevaría consigo la formación de columnas cortas. No obstante, ello no debería constituir tampoco un problema si se adoptan los correspondientes criterios de armado para nudos que más adelante planteará el texto legal al referirse a los elementos constructivos.

### Juntas entre construcciones

La práctica edificatoria en zonas sísmicas recomienda que las juntas entre construcciones, además de encontrarse de preferencia en un plano

vertical, se planteen mediante soluciones de doble pilar, en vez de mediante apoyos en libre dilatación. Este planteamiento viene obligado por la Norma cuando  $a_s \geq 0,16 g$ .

Las juntas de apoyo en libre dilatación son inconvenientes cuando se ven afectadas por los sismos. Debido al efecto **látigo** - conocido en la bibliografía especializada también como **martillo**- que experimenta un elemento estructural de directriz horizontal que tenga un extremo libre, aumenta de un modo notable la energía que debe disipar la meseta de apoyo.

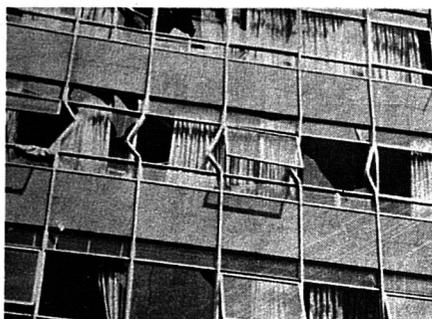
### Anchura de las juntas entre edificios o entre cuerpos de un mismo edificio

Señala la Norma que el ancho de la junta en cada nivel no debe ser inferior a la suma de los desplazamientos laterales máximos de las construcciones colindantes, calculados para dichos niveles y además especifica cuál debe ser su anchura mínima, **e** -salvo, como indica también, **justificación contraria**- en función de la altura, **h**, del edificio y del valor de la aceleración sísmica que se ha de considerar en la localidad en que aquel se encuentre, de acuerdo con la expresión:

$$e = 4 ( a_s / g ) \times h$$

La interpretación de este apartado no puede hacerse con independencia de lo que con anterioridad ha expuesto la Norma en cuanto al cálculo del período fundamental de los modos de vibración de la estructura, (Art. 3.6.2, apdos. 3.6.2.3.1 y 2), la propia estimación de los modos de vibración, (Art. 3.7.2), el valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad (tabla 3.1) y el cálculo de los desplazamientos determinado en el apdo. 3.7.3.3.

No obstante, la redacción es algo confusa: la **justificación contraria**



que podría permitirnos escoger anchos de junta más bajos, se encuentra precisamente en este último apartado citado, en el que se indica que la expresión del desplazamiento es:

$$u = u_0 \mu$$

En donde  $u_0$  es el desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico y  $\mu$  es el coeficiente de comportamiento por ductilidad definido en el apartado 3.6.2.2. El valor de  $\mu$  como es sabido, oscila entre 1 para estructuras sin ductilidad y 4 para estructuras de ductilidad muy alta.

Sin embargo, si reparamos en que para una tipología habitual de edificio de estructura de pórticos de hormigón armado, de menos de 8 plantas de altura, sin pantallas rigidizadoras, deberíamos considerar en función del período fundamental de vibración de la estructura el primer modo ( $i = 1$ ) -lo que significa que el mayor desplazamiento se produce en el punto más alto del edificio- podemos establecer que el ancho mínimo de juntas entre edificios o entre cuerpos de un mismo edificio vendría a ser para el nivel superior, suponiendo que estuviesen constituidos por plantas de tres metros de altura y en función de su número, para los valores más significativos de  $a_s$ , (cuadro)

Ante estos valores -que nacen de la observación de los fenómenos de choque causados por los sismos que

se han producido en los últimos años - cabe comentar que será necesario poner a punto técnicas especiales para materializar juntas tan grandes. (foto 5)

El problema puede revestir especial gravedad cuando se trate de las juntas entre cuerpos de un mismo edificio, pues al fin y al cabo si se trata de dos distintos, cada uno de ellos habría resuelto en su propio diseño los problemas de estanqueidad, ajeno a la presencia del edificio vecino.

Esta circunstancia acarrea dificultades para diseñar edificios que no sean monolíticos, de altura uniforme y simétricos en ambas direcciones cuerpo a cuerpo; no parece razonable que ésta pueda ser la única tipología arquitectónica en zonas en donde deba ser considerada la sismicidad, pero se trata sin duda de una exigencia que a partir de ahora deberá afrontar el diseñador en ese caso.

La tipología urbanística consistente en emplear medianeras con juntas razonablemente pequeñas - entre 2 y 5 cm - o el empleo de similar dimensión de juntas en cuerpos anexos de un mismo edificio, es habitual también en zonas consideradas como de alta sismicidad en las que, tras importantes terremotos no se ha visto generalizado el colapso por choque, sino que cuando éste ha acontecido coincidieron además otras causas tales como: diferentes alturas y/o tipologías estructurales, debilidad de las estructuras, excesiva excentricidad en el golpeo o debilidad de las fachadas no

$a_s/g$	Nº de plantas							
	1	2	3	4	5	6	7	8
0,06	0,8	1,5	2,1	2,9	3,6	4,3	5,0	5,8
0,12	1,5	3,0	4,3	5,8	7,2	8,7	10,0	11,5
0,16	2,0	3,8	5,8	7,7	9,6	11,5	13,4	15,4
0,20	2,4	4,8	7,2	9,6	12,0	14,4	16,8	19,2
0,25	3,0	6,0	9,0	12,0	15,0	18,0	21,0	24,0

Espesor de junta entre edificios o entre cuerpos de un edificio en función de su número de plantas y de la aceleración sísmica de cálculo. (Medidas en centímetros.)

resistentes que, precisamente por estar al exterior dan lugar a imágenes más espectaculares.

De entre las experiencias entresacadas del sismo de México de 1.985 puede reseñarse la que dice que

*“... en más de 40 casos de edificios dañados se apreciaron choques con construcciones adyacentes... Es evidente que el requisito reglamentario de separación mínima entre edificios adyacentes fue violado en forma sistemática. De todos modos, la separación entre edificios colindantes, del orden de 10 cm resultó insuficiente...”*

Sin embargo, el estudio se refiere a un colectivo de 330 edificios dañados, es decir un 12%, que disminuiría de modo importante si se considera cuántos hubo también -precisamente de la tipología estudiada- sin daños.<sup>10</sup>

El modelo propuesto por la Norma dista de poder ser aplicada en la práctica, con las técnicas habituales de separación de cuerpos de edificios. Pero su incumplimiento, una vez fijadas en un documento oficial las condiciones obligadas en cuanto a dimensiones de juntas, es achacable a los técnicos, que tienen la obligación de conocerla y cumplirla. No se puede olvidar que el tema de que se trata es el movimiento sísmico, es decir, un fenómeno natural de imprevisibles consecuencias, por lo que los parámetros que se manejan para asumir en su momento responsabilidades -cuando las haya- no se pueden plantear a nuestro juicio con ligereza.

Un caso especial de juntas entre construcciones lo constituirían las tipologías estructurales que por motivos topográficos o compositivos escalonan los planos de plantas. En tales situaciones resulta casi ineludible la aparición de columnas cortas, de cuyo mal comportamiento ya hemos dado anteriores referencias.<sup>11</sup>

Aunque no es cuestión que directamente contemple la Norma en su articulado, estos escalonamientos deberían ser evitados y sustituidos por

juntas de separación de cuerpos, a base de dobles pilares, como anteriormente se ha propuesto.

### Cimentaciones

Aunque la estructura que emerge de la cimentación haya sido correctamente diseñada y calculada frente a las acciones sísmicas, es evidente la necesidad de que la cimentación se haya concebido conforme a unos criterios más rigurosos que de ordinario. La Norma plantea esos criterios en términos de, por una parte, evitar la coexistencia en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos, y por otra de recomendar que la cimentación se disponga sobre un terreno de características geotécnicas homogéneas. Resulta evidente el peligro de asentamiento diferencial o incluso vuelco en esas situaciones de coexistencia de distintos sistemas de cimentación o de falta de homogeneidad de los estratos.

En tales casos el texto legal recomienda fraccionar el conjunto de la construcción de modo que las partes situadas en zonas de distinta naturaleza o condiciones constituyan unidades independientes.

En realidad ha de considerarse que en términos de correcta edificación no es necesario tan siquiera que haya riesgo sísmico para procurar evitar esa forma de cimentar.

Aunque nada dice la Norma al respecto, conviene advertir también en este caso contra sistemas constructivos que con objeto de evitar el contacto directo de las zonas habitables con el terreno - por ejemplo cuando éste pueda causar al edificio problemas de humedad - utilizan columnas cortas que arrancan de las zapatas hasta el primer forjado. Esta solución es válida, incluso en zonas de alta sismicidad, si se ata el perímetro con un muro de hormigón que alcanza ese forjado, y se consideran como cortas todas las columnas del interior a efectos de rigidez.

10. WAKABAYASHI, M. y MARTÍNEZ ROMERO, E.: ob. cit., Cap. 7. *Lecciones aprendidas de sismos recientes en Hispanoamérica*. pág 354. apdo e) Choques entre edificios adyacentes. En apoyo de la propuesta de necesidad de coincidencia de causas para un daño, los autores señalan 88 casos de los 330 estudiados como afectados por causas no identificables, es decir un 26,7%.

11. La bibliografía especializada desaconseja en general las construcciones en ladera en zonas de sismicidad elevada. Vid al respecto J.V. SMITH ob cit.,pág 190.



12. Es el caso por ejemplo de la mayor parte de los daños causados por un sismo de as sólo de 0,16g en la ciudad japonesa de Niigata, en junio de 1.964, situada en la ribera arenosa de un río, con un nivel freático bastante alto. la buena construcción antisísmica dio lugar al espectacular vuelco de grandes edificios, sin que se produjese pérdida de su geometría de conjunto. Citado por N.B. GREEN, ob. cit., pág 9 y ss.

13. En la primera redacción de la Norma, publicada en el B.O.E. 33/95 de 8 de febrero, el valor del esfuerzo axial es de as veces la carga vertical transmitida en cada punto. Creemos que se trata de una errata, pues no es posible que el esfuerzo axial a considerar sea casi igual o mucho mayor que la carga vertical.

### Licuefacción de los suelos

Algunos terrenos incoherentes, como las arenas finas y los limos, son susceptibles de licuefacción. El riesgo de que un terreno experimente este fenómeno, consistente en la momentánea pérdida de su carácter sólido y la consecuente fluencia debida a la anulación del rozamiento entre partículas que causa la vibración depende además de la presencia o no de agua en el subsuelo, que como puede suponerse, la favorece; de la escasa compactación del terreno, que también la favorece; y de las propias características del sismo.<sup>12</sup>

En lo relativo a las cimentaciones, además del efecto de pérdida de rozamiento de los pilotes que trabajan por fuste, advertido en la Norma, es preciso señalar también la posibilidad de sifonamientos bajo zapatas o suelas, que pueden dar lugar a asentamientos diferenciales o incluso colapsos cuando un terreno de esa naturaleza es poco compacto, bien porque la cimentación es superficial, bien porque se ha cimentado sobre un relleno.

En estos casos es también beneficioso atar las zapatas al menos las perimetrales. Hay que indicar no obstante que el sifonamiento por escasa compactación suele limitarse a causar asentamientos en los edificios. Resulta más frecuente la aparición de daños graves en obras superficiales como calzadas, aceras, plataformas, (foto 6) arquetas y otros elementos de acondicionamiento urbano; o en elementos lineales largos, como saneamientos y redes enterradas. (foto 7)

Se llegue o no a situaciones de licuefacción, debe advertirse también que en terrenos no rocosos en general y en los incoherentes en particular, las construcciones en ladera corren el riesgo de sufrir los efectos de movimientos de grandes masas de terreno, sobre todo si son de derrubio o aluvión y su compactación no es grande,

porque su ángulo de rozamiento interno puede disminuir en extremo a causa de la vibración. (foto 8)

### Atado de la cimentación

La Norma establece diferente criterio de atado en función de la aceleración sísmica previsible. Cuando  $a_s \geq 0,08$  g, el atado puede limitarse a los elementos de cimentación situados en el perímetro y cuando  $a_s \geq 0,16$  g el atado afectará a todos los elementos en dos direcciones. Las vigas de atado han de poder resistir un esfuerzo axial de valor  $a_s/g$  veces la carga vertical transmitida en cada punto.

En el primer caso, se supone que ese confinamiento perimetral bastaría para inmovilizar el conjunto del edificio, haciendo despreciable el desplazamiento relativo de cualquiera de los elementos interiores. En el segundo, el atado en ambas direcciones que interesa a todos los elementos tiene el mismo objeto, pero inmoviliza ahora también a los interiores, que podrían llegar a sufrir desplazamientos notables a causa de la intensidad del sismo.

En cualquier caso el principio tradicional de atado perimetral de los elementos de cimentación de un edificio es muy favorable, incluso para zonas sin riesgo sísmico, pues conviene para la prevención de asentamientos diferenciales.

Al hilo de la desproporcionada relación dimensional que en la Norma se emplea para representar de modo esquemático los principios de atado, conviene recordar que cuando el área de cimentación requerida por un edificio alcance los 2/3 de su ocupación en planta, en principio resultará más económico emplear una losa de cimentación. Pero si por el contrario, las condiciones fuesen más favorables, tal vez convendría plantear una cimentación a base de vigas, con la que se conseguiría a la vez basar el edificio y arriostrarlo conforme a las exigencias de la Norma.