

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

DOMINGO PELLICER DAVIÑA
DR. ARQUITECTO

Estructuras metálicas, de muros de carga y elementos diversos

ESTRUCTURAS DE ACERO

En la práctica, para el cálculo de proyecto y comprobación de las estructuras de los edificios, cualquiera que sea su tipo, la acción sísmica se traduce en:

a. Un aumento del peso mg debido a la aceleración a dirigida verticalmente para las sacudidas verticales, por lo que las masas toman un valor $m(g \pm a)$. En los caso más desfavorables, $a = +0,5 g$.

b. Una aplicación de fuerza horizontal dependiente de la aceleración horizontal $+a$ sobre los baricentros de las distintas masas de los edificios, por lo que a cada masa se le aplica una fuerza mg vertical (peso propio) y una fuerza $\pm ma$ horizontal. En el caso más desfavorable, $a = 0,25 g$.

Como se desprende de los primeros capítulos de la Norma, para paliar los efectos de una acción sísmica sobre construcciones de estructura metálica es preciso comprobar:

1. Que la estructura puede resistir los aumentos de peso correspondientes a las sacudidas verticales.

2. Que puede resistir al mismo tiempo los pesos y las fuerzas horizontales producidas por las sacudidas ondulatorias. Las fuerzas horizontales ejercen una acción de vuelco sobre la estructura en conjunto y sobre los elementos de la misma, así como acciones flectoras sobre los soportes

verticales e indirectamente sobre las vigas.

3. Que las estructuras no puedan entrar en sincronismo con las sacudidas, para evitar los efectos de la resonancia.

Tales principios¹, junto a los ya expuestos de regularidad de forma de las plantas, permiten entrar ya en el específico aspecto de las condiciones constructivas para este tipo de estructuras de acero.

Condiciones generales

En lo relativo a su comportamiento ante sismos es preciso poner de manifiesto el buen comportamiento de las estructuras de acero en comparación con las de hormigón armado. Ello explica la brevedad de la exposición del correspondiente articulado de la Norma CSE-94 respecto a las primeras, frente al extenso tratamiento que con anterioridad se ha dado a las segundas,² a causa de sus específicas condiciones de flexibilidad y ductilidad.³

No obstante, es conocido el encarecimiento que supone el empleo de tipologías de estructuras de acero frente a las de hormigón armado, por lo que para decidirse por unas u otras habrá que ponderar la exigencia de la Norma en relación con los aspectos económicos e incluso con los planteados por otras normas, co-

1. Cfr. ZIGNOLI, V.: *Construcciones metálicas* 2ª edición, Ed. Dossat. Madrid. 1978. Tomo I Págs 292 y ss.
2. Cfr. PELLICER, D.: *Consecuencias de la aplicación de la Norma CSE...* 2ª parte: Estructuras de hormigón. Revista de Edificación de la E.T.S.A.U.N., RE nº 23.
3. Cfr. SMITH, J.W.: *Vibration of Structures* Ed. Chapman and Hall. Londres. 1988. págs. 196 y 197.
4. En este momento, la vigente NBE-CPI 91.

mo por ejemplo la de protección de los edificios contra incendios.⁴

Como en el caso de las estructuras de hormigón armado, también ahora establece el texto legal unos criterios generales comunes para cualquier estructura porticada, como el de que aquélla reúna las condiciones del Art. 3.6.2.1 para dos modelos planos ortogonales independientes; o que pueda resistir la acción horizontal del sismo en todas las direcciones en planta.

Asimismo establece como condición para que este tipo de estructuras formadas por pórticos de elementos de acero pueda considerarse como de ductilidad alta o muy alta, que las secciones extremas de sus vigas se plastifiquen antes que las de sus respectivos soportes; y que las secciones extremas de vigas y soportes lo hagan a su vez, antes de que tenga lugar la rotura del nudo.

Vigas y soportes de acero

La Norma empieza a proponer soluciones concretas sólo cuando $a_s \geq 0,16 g$. En tal caso deben emplearse nudos rígidos fabricados preferiblemente en taller. Las uniones en obra entre las piezas,- esas crucetas rígidas procedentes de taller y el resto de las piezas que conforman los pórticos,- han de ejecutarse en puntos alejados del nudo, de modo que cualquier unión se encuentre a una distancia igual o superior al equivalente a dos cantos de cada una de las piezas que en aquél confluya.

La exigencia de rigidizar los nudos es una constante en la norma para las estructuras porticadas. En este caso, la propuesta de ejecución previa de los nudos en taller se justifica por el grado de control a que pueden someterse las uniones en él, por complejas que sean; y de modo particular las que se hagan por soldadura; en cambio queda relegada a pie de obra la ejecución de encuentros más simples y en consecuencia más fáciles de

controlar que, además, se sitúan en puntos en donde conviene la formación de rótulas efectivas en caso de sismo.

Ciertamente este modo de fabricar y erigir una estructura metálica porticada supondría una notable variación en los hábitos establecidos; pero con seguridad sería bien recibida por los técnicos, y no sólo para las estructuras antisísmicas, pues supone una mejora importante en el grado de fiabilidad del control, y en todo caso parece más de acuerdo con las actuales exigencias de calidad.

En relación con los perfiles que han de emplearse para la confección de los elementos de estas estructuras, la Norma señala,- siempre para esta situación de sismicidad en que $a_s \geq 0,16 g$,- que sólo pueden emplearse:

“... secciones de perfil doblemente simétrico de alma llena para soportes y vigas, realizadas con perfiles laminados o formadas por chapas que suministren a la sección deformabilidad y ductilidad suficientes y tengan el espesor adecuado para evitar la abolladura local.”

Por lo que a la disposición relativa de tales elementos atañe, el texto legal exige que las vigas acometan centradas al soporte que las recibe. En los nudos debe cuidarse de modo especial la continuidad de cualquier chapa solicitada a tracción; y garantizarse que no se pueda producir el abollamiento de cualquiera otra solicitada a compresión.

Triangulaciones y arriostramientos

En las estructuras metálicas a base de perfiles, en general y de modo muy particular en las estructuras trianguladas, la coincidencia de los ejes de las piezas que confluyen en un nudo es una preocupación habitual entre quienes las proyectan. En el mismo sentido, la Norma advierte sobre la necesidad de procurar con especial

cuidado el respeto de la simetría de la sección de los elementos secundarios de arriostramiento, así como el correcto centrado de su enlace con respecto al soporte que arriostran.

CONDICIONES DE LAS ESTRUCTURAS DE MUROS DE FÁBRICA

Criterios generales de diseño

La Norma CSE 94 reitera los ya conocidos principios de uniformidad y simetría en ambas direcciones para que sean tenidos en cuenta en la redacción de estructuras arquitectónicas a base de muros de carga. En este caso además el texto legal hace especial hincapié en las condiciones generales de continuidad en altura, uniformidad de materiales y regularidad de los huecos, con objeto de evitar la negativa incidencia de cambios de rigidez.

En vista de la posible disposición excéntrica de los muros de fábrica cuando éstos desempeñan también misiones de cerramiento con el extradós plano, la Norma sale al paso de los inevitables cambios de espesor entre alturas sucesivas, limitándolos a la mitad del canto del forjado que las separa, con objeto de evitar transiciones bruscas de espesor.

Debe tenerse en cuenta además el elemental principio de que la resistencia de un conjunto de muros sustentados unos sobre otros, debe ser creciente a medida que el elemento se encuentra más abajo. De modo particular, la Norma señala al respecto que si algún paño de muro se proyecta como de hormigón armado, deberá ser de ese mismo material desde el arranque de la cimentación.

El citado principio debe ser considerado de preferencia cuando se emplee la tipología de edificios de pórticos planos longitudinales con la planta baja exenta con objeto de liberar espacios en ella, y se pretenda rigidizarlos transversalmente mediante

pantallas testeras que también se interrumpen al llegar a la planta baja.

La debilidad frente a sismos de este tipo de solución queda de manifiesto con el ejemplo brindado por el colapso de uno de los edificios de la Villa Olímpica de Santiago de Chile, acontecido en el sismo de marzo de 1.985 (figura 1).⁵

En lo relativo al arriostramiento de los muros de fábrica, es bien conocida su idoneidad para resistir esfuerzos en su plano, mientras que por el contrario, cuando aquéllos son normales al mismo, su resistencia es deficiente. La posibilidad de que aparezca este último tipo de esfuerzos en las fábricas de un edificio sometido a esfuerzos sísmicos lleva a la Norma a destacar la necesidad de disponer muros convenientemente trabados en dos direcciones.

El cálculo, las condiciones de proyecto y las de la ejecución de las fábricas de ladrillo se llevarán a cabo en consonancia con lo dispuesto por la Norma NBE-FL-90, vigente en la actualidad.

La única referencia que se hace en la Norma sobre las fábricas de bloques huecos, que, como se sabe, no se hallan de momento contempladas por ninguna normativa de obligado cumplimiento,⁶ es la observación de que deben ser consideradas como fábricas sin ductilidad, aunque posean los refuerzos que se prescriben en este capítulo.

Sin embargo la experiencia internacional parece satisfactoria con este tipo de material en la configuración de estructuras de muros activos⁷. De hecho el comportamiento de las fábricas que ha podido apreciarse tras los terremotos más recientes presenta notables diferencias, con independencia de su naturaleza cerámica, cerámica armada o bloque hueco armado, lo cual indica que en la práctica poseen diversos grados de ductilidad y no todas ellas son de ductilidad nula.

Existe un parque edificatorio muy numeroso y con frecuencia, vetusto,



Figura 1
Colapso de pantalla de hormigón sustentada sobre dos pilares en sus bordes

5. 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. pág. 56.
6. Ello es así en lo que a las fábricas concierne, para las que puede aplicarse, sin que sea obligada, la NTE EFB-1974 *Fábrica de bloques*. Respecto a los bloques, la normativa de aplicación se concreta en las Normas UNE 41 166/1-89, *Definiciones, clasificación y características generales*; UNE 41 166/2-89, *Clasificación y especificaciones según su utilización*; UNE 41 167/1-89, *Medición de dimensiones y comprobación de forma*; UNE 41 168/1-89, *Sección bruta, sección neta e índice de macizo*; UNE 41 170/1-89, *Absorción de agua*; UNE 41 171/1-89, *Ensayo de succión*; y UNE 41 172/1-93, *Determinación de la resistencia a compresión*; Ninguna de ellas es de cumplimiento obligado, salvo para las obras que cuenten con financiación oficial, en cuyo caso los bloques deberán cumplirlas, recopiladas todas ellas en el *Plego de Prescripciones Técnicas Generales para la recepción de bloques de hormigón en las obras de construcción*, RB-90.
7. GREEN, N.B.: *Earthquake Resistant Building Design and Construction*. 3ª Edición. Ed. Elsevier. New York. 1.987. pág 99 y ss.



Figura 2
Colapso de muro portante de fachada.
El forjado de madera se sostiene por las
particiones supuestamente no resistentes.



Figura 3
Arietamiento típico de fachada de muro de
carga de fábrica de ladrillo.

de edificaciones tradicionales constituidas por fábricas portantes, de las que puede afirmarse que en realidad son muy poco o nada dúctiles. Su comportamiento ante el sismo depende siempre de la intensidad de éste. La experiencia internacional es muy variada, discurriendo desde la simple fisuración en los paños hasta su total colapso, en relación naturalmente también con el espesor y naturaleza de los muros. Aunque en apariencia no se hayan producido daños importantes, la naturaleza de estos elementos estructurales aconseja desconfiar de su seguridad residual, una vez afectados por un sismo de mediana intensidad (figura 2).

Aun cuando no puede considerarse que la ductilidad de las fábricas de cerámica armada sea mucho mejor que la de las anteriores, al menos la experiencia internacional reconoce en ellas un comportamiento algo más regular. No obstante, ello depende de las diversas tipologías empleadas. En efecto, cuando se emplea ladrillo perforado tradicional, el sistema del armado de las hiladas cosiéndolas con redondos de acero insertados en los huecos de tabla y procediendo luego al relleno con mortero del espacio intersticial, presenta una gran dificultad de trabajo, suponiendo además que se consiga una adecuada adherencia entre los materiales, que dependerá del correcto relleno. Tampoco puede esperarse un comportamiento óptimo del armado de los tendeles, a causa del escaso espesor de mortero que en ellos debe emplearse (figura 3).

Los muros de dos hojas de cerámica armados en el espacio discrecional dejado entre ambas hojas o las fábricas de bloque hueco han dado mucho mejor resultado en cambio, a causa del gran tamaño de los senos en donde se pretende introducir las armaduras, pues permiten crear pilares armados de cierta entidad.

En resumen, la preocupación que denota la Norma CSE 94 por evitar

cambios bruscos de rigidez, bien por un diseño poco ordenado de los huecos en los muros de fábrica, bien a causa del orden de disposición incorrecto de materiales de distinta naturaleza o en fin por un desmesurado cambio de sección entre plantas sucesivas, responde al propósito de que el proyectista procure su regularidad compositiva y constructiva con objeto de disminuir la incertidumbre de su comportamiento ante las acciones sísmicas (figura 4).

Forjados sobre muros de fábrica

Como hemos visto, la Norma ha planteado con anterioridad el interés de arriostrar las fábricas entre sí, con refuerzos ortogonales. En algunas ocasiones, cuando el arriostramiento no consista en disponer simplemente unos contrafuertes sino que se aproveche la circunstancia para dar carácter portante al conjunto de muros transversales, esta disposición puede permitir contrapear los forjados. En los comentarios al articulado se plantea esta posibilidad, para favorecer una mayor regularidad de cargas sobre todos los muros de carga.

Se estima muy adecuada esa disposición de muros y en consecuencia de los forjados contrapeados, pues si se considera que estas estructuras rara vez superan las cuatro plantas, la pérdida que así se produce de las condiciones de monolitismo y continuidad que se exige habitualmente a los forjados, pierde su justificación, pues ya no se espera de ellos cooperación frente a los esfuerzos horizontales, puesto que esa misión pasa ahora a depender de los muros de carga dispuestos en dos direcciones.

Espesor mínimo de los muros activos

Cuando vayan a ser empleados en construcciones afectadas por sismos, el espesor mínimo de los muros de carga a base de ladrillos cerámicos

deberá ser de 24 cm; y si están constituidos por bloques de mortero, dicho espesor no habrá de ser inferior a los 20 cm.

Cabe comentar sobre este particular que quizá una interpretación algo más rigurosa de la normativa, en concreto de las Normas AE-88, *Acciones en la Edificación* y NL-90, *Muros resistentes de Fábrica de Ladrillo*, volvería exigible la anterior condición en muchos más casos de lo que suele aplicarse en la práctica de construcción de muros de carga, con independencia de que se encuentren o no en zona sísmica.

Por lo que al manejo simultáneo de normativa se refiere, se echa en falta alguna coordinación entre los diferentes equipos redactores, pues a veces quien las maneja encuentra dificultades de acoplamiento entre las disposiciones de una u otra índole.

Ello sucede en este caso cuando la Norma CSE establece como espesores mínimos para los muros interiores sometidos a acciones sísmicas el de 19 cm para materiales cerámicos y el de 15 cm para bloques de mortero. La dimensión de 19 cm para material cerámico es poco frecuente, aunque puede verse contemplada en la Norma UNE 67 045, *Bloques cerámicos*.⁸ Descartado pues el ladrillo cerámico si se pretende lograr sólo el espesor mínimo, la alternativa está en el empleo de fábricas de bloque cerámico, y en concreto, de aquéllos que presenten perforaciones por tabla. Los productos fabricados conforme a dicha Norma UNE, entre ellos, las denominadas **termoarcillas**, presentan también un tamaño y disposición de huecos que dificultaría el armado en caso de querer constituir con ellos fábricas armadas.

También prevé la Norma el recurso a muros de carga exteriores capuchinos. Para su configuración propone que ambas hojas se construyan con el mismo material y dimensiones, con un espesor mínimo de cada

hoja de 14 cm y con una distancia entre armaduras de atado o anclajes inferior a 35 cm medida en cualquier dirección.

Volvemos a encontrar en este caso dificultades de ajuste entre Normas. En cuanto al tipo de ladrillo, el de formato catalán, incluido en la propuesta de características dimensionales de la Norma UNE 67 019-86/2R y también en la NBE FL-90 *Muros resistentes de fábrica de ladrillo*, aun cumpliendo la citada condición dimensional de 14 cm, ve su empleo relegado a Cataluña, en donde la sismicidad máxima a_s/g no rebasa un valor de 0,11. En el resto de las regiones afectadas sería necesario por lo tanto recurrir al empleo del bloque cerámico al que acabamos de referirnos.

Ahora bien, como antes señalábamos, el cálculo, las condiciones de proyecto y las de la ejecución de las fábricas de ladrillo deben llevarse a cabo en consonancia con lo dispuesto por la Norma NBE-FL-90, que no contempla el uso de este tipo de material.

Tampoco parece haber buen acuerdo entre la idoneidad estructural de los muros capuchinos y su comportamiento térmico con vistas al cumplimiento de las condiciones de la Norma NBE-CT-79. La justificación de dicho elemento constructivo, válida en su día, de que conjuga bien sus prestaciones mecánicas con su comportamiento aislante, carece ya de razón en este segundo aspecto, debido al empleo habitual de materiales aislantes más efectivos de cara al correcto cumplimiento de la citada Norma sobre las condiciones térmicas de los edificios.

De cualquier modo, desde el punto de vista de la propia resistencia del elemento, cabe señalar que la debilidad de cada una de las hojas del muro capuchino no queda paliada por las llaves, aunque éstas cumplan las condiciones dimensionales de trabazón propuestas por la Norma. Y por



Figura 4
Colapso total de la primera y segunda planta de edificio por vuelco de la fachada hacia la calle.

8. La dimensión de 19 cm no se contempla en la propuesta de características dimensionales de la Norma UNE 67 019-86/2R, ni tampoco en el Pliego General de Condiciones para la recepción de ladrillos cerámicos en las obras de construcción, RL-88



Figura 5
Colapso de vivienda unifamiliar.



Figura 6
Armado inadecuado en un esquinazo de fábrica de ladrillo

fin, conviene reiterar también lo dicho anteriormente respecto al buen comportamiento que parece presentar la conformación de muros de dos hojas con su espacio interior relleno de hormigón armado.

Huecos y entrepaños en muros de carga

Las condiciones de regularidad y simetría, necesarias en cualquier tipo de estructura que vaya a ser solicitada por los esfuerzos sísmicos, son aún más importantes en el caso de que aquéllas lo sean de muros de carga (figura 5).

En este sentido, la Norma recomienda que los huecos de paso, puertas y ventanas en los muros resistentes se distribuyan en planta de forma tan regular como sea posible, superponiéndose los correspondientes a los distintos niveles del edificio.

Para que puedan ser considerados como **resistentes**, los machones entre huecos deberán tener una anchura mayor de 60 cm; y los esquinazos entre cualquiera de ellos y una arista vertical del edificio deberán tenerla mayor de 80 cm. En caso contrario, habrán de considerarse como **no resistentes**.

También advierte la Norma sobre la necesidad de enmarcar mediante un refuerzo perimetral de hormigón armado o de fábrica armada todos aquellos huecos grandes cuya longitud de entrepaños con los adyacentes sea inferior a la quinta parte de la longitud de tales huecos. Dándose por supuesto el cumplimiento de la anterior disposición, de que el entrepaño resistente ha de medir al menos 60 cm, debe interpretarse como **grande** un hueco que alcance los tres metros de longitud.

A la luz de la experiencia internacional, parece que el comportamiento de estos sistemas de confinamiento sólo resulta aceptable para edificios de una y dos plantas, con luces de forjado no superiores a los 5,5 m; y

ello, siempre que el citado refuerzo no se limite a constituir un marco, sino que forme una verdadera retícula en ambas direcciones que cosa la fachada. Como es evidente en tal caso, es ineludible completar este último criterio con el de regularidad de disposición de huecos, que la Norma parece considerar sólo deseable.

Rozas en muros de carga

La Norma estipula que la distancia entre rozas que se practiquen en muros de carga no sea inferior a los 2 metros y su profundidad no exceda de una quinta parte del espesor del muro. Sin embargo nada dice sobre la necesidad de alejarlas de los extremos de los muros o de su encuentro con otros de arriostramiento.

Cabe señalar al respecto la inconveniencia de practicar rozas en los muros de carga, cualquiera que sea su destino: siempre hay soluciones arquitectónicas alternativas para el paso de instalaciones. Y si dichos muros van a ser erigidos en zonas afectadas por acciones sísmicas, no debería permitirse ninguna roza en ellos, pues su debilitamiento es de imprevisibles consecuencias. Pero, puestos a hacerlas, es recomendable la disposición constructiva usual para su trazado y ejecución, esto es, que dichas rozas sólo sean verticales, y en ningún caso inclinadas u horizontales.

Lo anterior hace referencia a las rozas habituales para albergar instalaciones; pero no debe pasarse por alto el hecho, observado y sancionado por la experiencia internacional, de otras rozas ejecutadas con la mejor intención con objeto de ampliar los exigüos alojamientos que los canutos de los ladrillos ofrecen a las armaduras, para reforzar las fábricas sin modificar su aparejo ni su espesor (figura 6). Por regla general se trata de crear esa especie de pilarillos en los extremos del muro o lo que es más grave, en las aristas de encuentro entre dos paños que se arriostan

mutuamente. Con ello no se consigue otra cosa que debilitar la trabazón entre fábricas⁹ (figura 7).

La necesidad de agrandar los nichos de albergue de armaduras es clara cuando se trate de fábricas de bloque de mortero, si se piensa respetar la dimensión fijada más adelante para los pilarillos por la Norma (15 cm). pero es aún mayor si se emplean bloques de termoarcilla o ladrillos cerámicos, pues, fabricándose ambos por extrusión, los huecos propios se muestran como muy insuficientes como para garantizar la correcta introducción y posterior protección con mortero de las armaduras.

Enlace de forjados a los muros de carga

La Norma CSE establece que el enlace de los forjados a los muros se haga mediante los encadenados que se definan en la reglamentación específica vigente en el momento de redacción del proyecto, que al día de hoy es:

a. Para forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado: La Instrucción EF-88 *Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado*.¹⁰

b. Para placas sustentadas en dos bordes paralelos: La Instrucción EH-91 *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*.¹¹

c. Para placas rectangulares sustentadas en su contorno: La misma Instrucción EH-91.¹²

Otras tipologías de forjados,- de viguetas cerámicas, de acero o de madera,- no disponen de reglamentación específica y en todo caso pueden tratarse por analogía con los anteriores; aunque la Norma añade que los forjados de viguetas sueltas, de madera o metálicas deben atarse en todo su perímetro a encadenados horizontales situados al mismo nivel o al inmediatamente inferior al plano de apoyo de los mismos.

En tales casos, el atado de las viguetas cuyo trazado sea paralelo al muro, se extenderá al menos a las tres viguetas más próximas, con una separación entre elementos de atado no superior a los 2 metros. Cuando $a_s \geq 0,16 g$, la Norma establece que se atarán todas y cada una de las viguetas sueltas, de madera o metálicas.

En el caso general, el atado transversal de las viguetas de un forjado sirve para rigidizar el encuentro de aquél con el muro a través del zuncho de borde, para mejorar el monolitismo del conjunto. La Norma no especifica nada más al respecto, así que sólo cabría interpretar la anterior exigencia por analogía con la situación idéntica de forjado que se representa en las figuras 7.2a y 7.2b de la Instrucción EF-88, significando que aquélla no es más que una propuesta de armado, de carácter meramente constructivo y por ello sin fundamento en cálculo alguno.

Pero si se tiene en cuenta que los forjados de viguetas sueltas presentan por su propia naturaleza grandes dificultades de enlazabilidad, continuidad y monolitismo, es precisamente esa naturaleza peculiar la que les impide ser asimilados a ninguno de los tipos que incluye la citada Instrucción EF-88. Por ello, la traducción de las disposiciones de la Norma a los habituales usos constructivos en el caso de que se desee emplear esta tipología, resulta prácticamente inviable.

Porque en realidad ese atado cada dos metros,- y ya no digamos si el atado ha de extenderse a todas las viguetas,- no parece constituir una medida razonable, aunque la razón de aquél sea contribuir a la rigidización del encuentro, cuando se emplee dicha tipología, por la razón de que si se ha elegido es precisamente por una simplicidad constructiva,- y naturalmente, razones de economía,- que ahora desaparecería al te-



Figura 7
Efectos de la insuficiencia de armado en una fábrica. Obsérvese la grieta vertical que marca el armado del esquinazo

9. Vid. al respecto E. CRUZ Y OTROS, ob. cit. págs. 74 y 75
10. La definición de los enlaces en estos casos figura en el Art.7 de la citada Instrucción EF-88
11. Instrucción EH 91, Art.53
12. Instrucción EH 91, Art. 54. Por directa analogía pueden incluirse entre las placas rectangulares sustentadas en su contorno, - al menos, a efectos de enlaces con los elementos estructurales sustentantes,- los forjados bidireccionales de nervios "in situ" de hormigón armado

13. Es frecuente encontrar los términos "cerco" o "estribo" indistintamente aplicados en la configuración de jaulas de armado de piezas de hormigón. En ningún caso es correcto suponer que son sinónimos, pero en construcciones sísmicas puede ser grave confundirlos. El "cerco" es, por definición, una armadura cerrada, mientras que el estribo puede no serlo. Cuando se van a producir, como es el caso, solicitaciones de torsión, es absolutamente necesario que se trate de un elemento cerrado.
14. DOWRICK, D.J.: *Diseño de estructuras resistentes a sismos*. Ed. Limusa. México. 1.984. El autor plantea interesantes criterios prácticos de diseño, - que no se apartan de lo contemplado por la Norma CSE-94, - respecto al diseño de edificios de muros activos de "mampostería" (aunque realmente en el desarrollo del texto puede comprobarse que se trata de muros de bloque de hormigón.)
15. La Norma CSE-94 no hace ninguna referencia a las estructuras de madera, probablemente por su escaso desarrollo en España. Cabe señalar que las experiencias extranjeras al respecto son desfavorables. no obstante, puede obtenerse más información sobre su comportamiento y condiciones de diseño en D.J. DOWRICK, ob. cit., pág 304 y ss.

ner que proyectar un atado transversal que cumplimente las condiciones de seguridad que se pretende alcanzar.

Por ello, parece que hubiera sido más expeditivo, - y desde luego mucho más claro para el proyectista que debe aplicar la Norma, - prohibir en zonas de sismicidad alta el uso de forjados que no dispongan de una capa de compresión que cumpla al menos las condiciones de la Instrucción EF-88.

Refuerzos en muros de carga

Además de las exigencias de arriostamiento de los muros que especifica la Norma y a las que ya nos hemos referido, el texto legal plantea también las condiciones de refuerzo que deben aplicarse a muros de carga excesivamente grandes, en situación de sismicidad $a_s \geq 0,16 g$.

En tal caso deben crearse refuerzos verticales y horizontales a distancias menores de 5 m, de modo que la diagonal de cualquier paño reforzado sea menor de 40 veces el espesor del muro.

Cuantificando estos criterios dimensionales para plantas de tres metros de altura de fábrica de cerámica, limitada horizontalmente por los zunchos de borde o por las cadenas de atado de los forjados, las anchuras de los paños, sea cual sea su espesor, quedan siempre limitadas a 5 metros.

Lo más lógico en estos casos es que dichos refuerzos sean nervaduras de hormigón armado. La Norma propone que la anchura de cada nervio sea al menos de 15 cm; y su profundidad, la del muro, aunque permite que esta última dimensión se reduzca la cantidad mínima que sea necesaria para conseguir la continuidad de los paramentos vistos mediante un chapado.

La armadura mínima que debe tener cada nervio consistirá en una jaula constituida por 4 \varnothing 10 formando

la armadura longitudinal y \varnothing 6 a 25 cm como cercos para la formación de la armadura transversal¹³.

Como también es necesario encuadrar los huecos que se creen en los paños, armando además los dinteles con una entrega no inferior al espesor del muro, (si las dimensiones de los huecos son grandes, el criterio más razonable sería aprovechar mochetas y esquinazos como líneas de armado vertical, y hacer coincidir dinteles y alféizares o umbrales con las cadenas de atado de los forjados)¹⁴ no podemos dejar de advertir sobre las implicaciones compositivas que para la fachada conllevan todas estas exigencias; pero tampoco dejar de señalar que habrá que pensárselo dos veces si se pretende proyectar una fachada de fábrica portante, a la manera tradicional.

Convendrá ponderar el volumen de hormigón armado que en tal caso se va a utilizar, la complicación de la puesta en obra del mismo, para acabar consiguiendo en el mejor de los casos una fábrica de dudosa ductilidad.

Y aun con importancia secundaria, si además se desea que la fachada presente el familiar aspecto de una fábrica de cara vista continua, convendrá traer buena cuenta la superficie de chapado que será necesario ejecutar para ocultar los nervios de hormigón.

Tras dicha ponderación, de la que no deberán sustraerse los ingredientes económicos, resultará prudente estimar, - en función del tipo de composición de huecos que se pretenda hacer, - si no está ya empezando a valer la pena sustituir esa estructura de muros de carga por otra de hormigón armado.

ELEMENTOS DIVERSOS¹⁵

El carácter no resistente de tales elementos hace que, aunque su trascendencia sea menor, su patología tras un sismo sea mucho más abundante

que la que afecta a los elementos resistentes y empieza a aparecer cuando aquél es de una intensidad aún insuficiente para que haya tenido lugar alguna manifestación en la estructura (figura 8).

La Norma incluye dentro de este apartado a los cerramientos de fachada y particiones, antepechos, parapetos y cercas, escaleras, instalaciones y acometidas.

Cerramientos

Aun coincidiendo con el diagnóstico general sobre los daños producidos por los sismos en los elementos no resistentes, los que se pueden dar en los cerramientos de fachada presentan como particularidad su posible desprendimiento y caída al exterior. Aunque la Norma comprende de modo conjunto a **cerramientos y particiones**, en el tratamiento del tema parece estar refiriéndose más bien a los primeros, y dentro de ellos, de modo particular a la hoja exterior: el resto de las hojas que constituyesen una fachada más bien podría interpretarse a estos efectos como **particiones** (figura 9).

Como en cualquier caso el daño se produce como reacción del elemento no resistente ante una súbita variación de la geometría de la estructura que le sustenta, existe la evidencia de que la relación constructiva y estructural entre ambos elementos es íntima y por lo tanto, que dicho elemento no resistente está cooperando en la medida de su capacidad a la ductilidad general del edificio.

No resulta fácil cuantificar ese grado de cooperación: podría ser alto, no porque hubiese sido proyectado con capacidad resistente, sino por otras circunstancias constructivas: por ejemplo, porque dicha capacidad resistente fuese consecuencia de alguna otra prestación que tenga que dar el elemento, como un buen aislamiento acústico. O sim-

plemente porque las técnicas constructivas empleadas han favorecido a propósito o sin quererlo, una mayor ligazón entre dicho elemento y la estructura.

Respecto al primer caso, el arquitecto no puede ignorar las prestaciones exigidas a los elementos constructivos, incluidas en el programa del proyecto para el adecuado cumplimiento de las funciones que se desarrollarán en el edificio, pues tales prestaciones pueden ser incluso más importantes que las propias acciones sísmicas, aunque no sea más que a causa de la frecuencia comparativa con que se exigen; y en consecuencia, casi por necesidad habrá de proyectar de modo voluntario tales elementos no resistentes como **sísmicamente dañables**.

La Norma CSE establece que cuando el cerramiento corresponda a edificios de estructura porticada, los paños de cerramientos de fachada y de medianería sean **enlazados** correctamente en su perímetro a los elementos estructurales, de modo especial si se ha supuesto que la ductilidad de la estructura es alta o muy alta.

Para casos de sismicidad media, ($0,16 g > a_s \geq 0,08g$) el tamaño crítico de los paños habrá de tener una longitud igual o inferior a 5 m y una superficie igual o inferior a 20 m². Corresponde tal criterio con el ya comentado para refuerzos en muros de carga, salvo que se sustituye el criterio de la diagonal del paño indicado en aquél, por este otro referido a la superficie.

Cuando la sismicidad es mayor, ($a_s \geq 0,16g$) La Norma prescribe un mayor cuidado: establece la necesidad de subdividir los paños no resistentes que superen los 3 m de longitud o los 10 m² de superficie, enlazándolos a otros **elementos secundarios intermedios**, que deben ser interpretados como un entramado de barras de hormigón

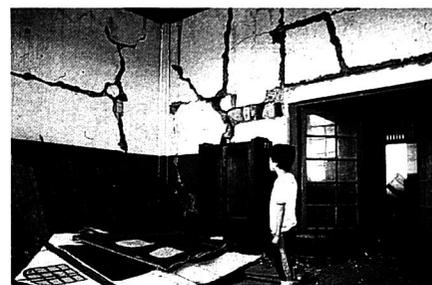


Figura 8
Efectos del sismo en las particiones no resistentes



Figura 9
Desplome de particiones de hormigón armado

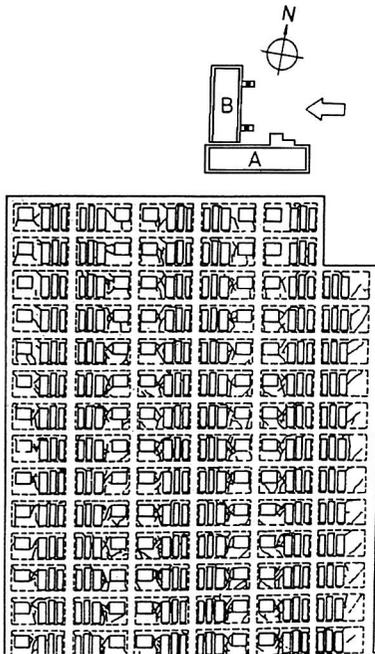


Figura 10
Esquema del agrietamiento de los paños no resistentes de la fachada de un edificio en Japón. (Wakabayashi y E. Martínez Romero. - "Diseño de Estructuras Sismorresistentes".)

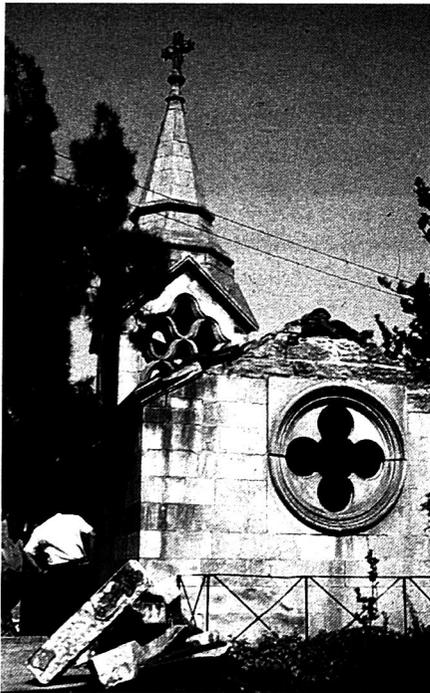


Foto 11
Caída de elementos ornamentales de la fachada de una iglesia

armado, pues a continuación establece que:

"...la separación entre cercos ha de ser inferior a la tercera parte del espesor de la jaula de armaduras o a diez veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada..."

Ciertamente que el único modo de impedir el desprendimiento de los cerramientos en caso de sismos consiste en unirlos de modo más o menos enérgico a la estructura. Este mismo criterio se maneja en la Norma de modo implícito cuando se aconseja la subdivisión en paños grandes, si bien le dota de ambigüedad al exigir que se **enlacen** a otros elementos secundarios intermedios, pues el término **enlazar** no coincide bien con los de **apoyar**, **articular** o **empotrar** propios del lenguaje técnico que se maneja al hablar de sustentaciones.

Cuando sobreviene un sismo, parece razonable admitir que el cerramiento se dañe en mayor o menor grado a causa de la variación de geometría del paño en que está enmarcado; pero también ha de procurarse que el daño se limite a su propio cuerpo, sin que jamás llegue a producirse su desprendimiento y caída. Éste es el objetivo principal, pues no parece posible evitar que ante un esfuerzo horizontal tan importante como es el que provoca un sismo, no se produzca variación en la geometría de un paño, con el deterioro consiguiente del elemento no resistente que alberga (figura 10).

Estimamos que las disposiciones de la Norma pretenden ir más allá de ese objetivo, y no consideramos posible que éste pueda rebasarse en una situación real, como se aprecia a través de la experiencia internacional. Un cerramiento de fachada no es más que un elemento sirviente de la estructura ante un sismo, y así debe ser considerado a efectos de la valoración de su daño por causa de aquél. No obstante es posible aventu-

rar para su proyecto algunos criterios sencillos, muchos de los cuales, por ser una exposición de principios básicos de construcción, ya están contenidos en el propio texto legal:

A. Ha de procurarse primero, y ya desde la fase de proyecto, evitar que se produzca excentricidad de la hoja de cerramiento en su base de apoyo, situación demasiado habitual en muchas soluciones constructivas y en particular cuando se proyectan paños exteriores de fábrica de ladrillo a cara vista de medio pie de espesor, que ocultan los elementos estructurales horizontales y verticales tras un aplacado.

B. La Norma sólo contempla medidas concretas para las carpinterías exteriores cuando $a_s \geq 0,16g$. Éstas hacen referencia a las carpinterías exteriores en construcciones de gran altura con grandes superficies acristaladas y cuya estructura resistente no está formada por núcleos rígidos en posición centrada. En tal caso, habrán de dimensionarse la altura del galce, los calzos y las juntas del acristalado de las ventanas, dotándolos de capacidad para absorber los movimientos que se produzcan en la carpintería por las oscilaciones de la construcción.

Pero conviene hacer también una consideración complementaria para las zonas de menor sismicidad, en situaciones en que ésta es aún apreciable, pero inferior a la citada: en tales casos sería preferible proyectar las carpinterías de huecos a haces interiores para prevenir una posible caída sobre los viandantes.

C. Aunque se trata de una regla conocida de la buena práctica constructiva, es preciso recordar la conveniencia de armar los dinteles de estos huecos con una entrega razonablemente profunda en las mochetas adyacentes. La medida tradicional de esta entrega o cogote es la de anchura de la fábrica que la recibe, de modo que la base de apoyo tienda a ser cuadrada.

D. También es oportuno recordar que si se emplean muros-cortina deberá garantizarse que los anclajes tengan libertad de movimiento en tres direcciones ortogonales; y desde luego deben tomarse respetarse de un modo especial las dimensiones de las juntas entre el edificio en que se vaya a emplear esta solución constructiva, con sus adyacentes, máxime si éstos son de distinta altura.

E. Asimismo convendrá tener en cuenta el principio de **columna corta** cuando se pretenda usar soluciones de ventanas rasgadas entre pilares.

F. La Norma señala ciertas condiciones para los revestimientos y aplacados. En cuanto a la fijación de revestimientos y el anclaje de chapados y aplacados de fachada o zonas de tránsito, indica que deben realizarse con materiales duraderos y empleando técnicas idóneas para evitar desprendimientos de piezas en caso de sismo. Conviene añadir que el mismo criterio debe ser aplicado a otros elementos funcionales u ornamentales que puedan disponerse en fachada (figura 11).

Ahora debe hacerse hincapié en esta cuestión de la seguridad de las sujeciones, pues abundan en el mercado soluciones de fachada que prevén un aislante térmico exterior protegido por un chapado, un aplacado o una fábrica sustentada en la estructura o en un entramado intercalado entre la piel y la estructura; y con una cámara de aire dicha piel y el aislante.

En tales casos deberá garantizarse el movimiento independiente de los elementos que configuran la piel, separándolos con claridad entre sí mediante juntas con separadores elásticos. Cuando, como es frecuente en los chapados, éstos se anclen indistintamente a elementos estructurales y a paños no estructurales, el espesor de las juntas entre placas debería aumentarse de modo discrecional.

G. No parece aconsejable emplear las nuevas técnicas de hoja exterior independiente de fábrica armada para edificios de más de dos plantas en zonas de alta sismicidad. Al analizar el tratamiento que la Norma hace de las fábricas, hemos comentado las dificultades constructivas que en la práctica presentan tales elementos si se espera de ellos una buena respuesta a las acciones sísmicas.

H. Por último, dentro del cuadro de estas sencillas medidas de diseño para prevenir daños en o procedentes de los cerramientos exteriores de los edificios en zonas sísmicas, se sugiere que en la medida de lo posible se prescinda de elementos decorativos salientes, si éstos no están directamente anclados a la estructura (figura 12).

Antepedochos, parapetos y cercas

Aunque la Norma recoge todos esos elementos en un único apartado, en edificación arquitectónica es necesario hacer especial mención de los antepedochos de balcones y más aún de los acroterios y antepedochos de los edificios, debido a la tendencia de tales elementos a sufrir daños; y por su situación en las construcciones, a provocarlos en los viandantes. El texto legal sólo fija condiciones para ellos cuando $a_s \geq 0,16g$, en cuyo caso los muros de borde superior libre y más de un metro de altura, deben rematarse con un encadenado en su coronación, disponiendo refuerzos verticales anclados a la estructura; o a la cimentación, en caso de cercas.

Es preciso incluir también en este apartado a las chimeneas, pues si bien su comportamiento es el de un conducto de instalaciones, no cabe la menor duda de su componente constructiva y a veces estructural, que a efectos de daños coincide con el de estos otros elementos esbeltos situados a una altura que los vuelve peligrosos para los viandantes en caso de sismo (figura 13).



Foto 12
Caída de la cornisa del frontispicio de un templo.



Foto 13
Caída de ventanales de la fachada de un edificio

16. D.J. DOWRICK. ob. cit. plantea en su Capítulo 7 (pág 325 y ss.) una serie de criterios de diseño sísmico para servicios e instalaciones de todo tipo en los edificios, destinando un subcapítulo a instalaciones eléctricas y otro a equipos mecánicos y tuberías

Escaleras

La Norma indica que no son recomendables las escaleras construidas sobre bóvedas tabicadas ni las formadas por peldaños en voladizo empujadas en muros de fábrica, cuando se trate de edificios públicos en zonas en que $a_s \geq 0,16g$. La importancia de tales elementos radica en su carácter de vías de evacuación cuya seguridad debe ser salvaguardada.

La normativa italiana propone unas limitaciones que por analogía podrían emplearse en la práctica a falta de otra especificación. Dicho texto limita la longitud de peldaño en voladizo a 1,50 m en zonas de sismicidad media,- asimilables a la nuestra en que $0,16 g > a_s \geq 0,08g$, - y a 1,20 m para las de sismicidad alta, en nuestro caso, cuando $a_s \geq 0,16g$.

Instalaciones y acometidas

Las acometidas a los edificios de las instalaciones de gas, electricidad y saneamiento, se harán de modo que permitan los movimientos diferenciales previsibles en su punto de entronque con la construcción. A pesar de que se han adoptado ya medidas de este tipo en zonas con experiencia en sismos, el resultado no ha sido del todo satisfactorio en lo relativo a las acometidas de gas, como se desprende de los siniestros que al respecto se han podido observar, incluso cuando los sismos no son muy intensos.

En cualquier caso es interesante reseñar que la bibliografía especializada dedica muy poco espacio al capítulo de daños en las instalaciones, volcando más bien su análisis a los aspectos que tienen una incidencia directa en la estabilidad estructural de los edificios.¹⁶

BIBLIOGRAFÍA

1. BAZÁN ZURITA, R. Y MELI PIRALLA, R.: *MANUAL DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS*. ED. LIMUSA. MÉXICO. 1.985.
2. BERLIN, G. L.: *EARTHQUAKES AND THE URBAN ENVIRONMENT*. CRC PRESS INC. NUEVA YORK. 1.980 (TRES TOMOS)
3. CRUZ, E. Y OTROS: *LECCIONES DEL SISMO DEL 3 DE MARZO DE 1.985*. INSTITUTO CHILENO DEL CEMENTO Y DEL HORMIGÓN. SANTIAGO DE CHILE. CHILE. 1.985.
4. DOWRICK, D. J.: *DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS*. ED. LIMUSA, MÉXICO, 1.984.
5. ENGLEKIRK, R. E. Y HART, G. C.: *EARTHQUAKE DESIGN OF CONCRETE MASONRY BUILDINGS*. ED. PRENTICE HALL. NUEVA JERSEY. 1.984. (DOS TOMOS)
6. FUNDACIÓN ICA, A.C.: *EXPERIENCIAS DERIVADAS DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1.985* ED. LIMUSA. MÉXICO. 1.988
7. GREEN, N. B.: *EARTHQUAKE RESISTANT BUILDING DESIGN AND CONSTRUCTION*. 3ª EDICIÓN. ED. ELSEVIER. NEW YORK. 1.987.
8. INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES DE HORMIGÓN ARMADO O PRETENSADO, EF-88. (R.D. 824/1.988 DE 15 DE JULIO.)
9. NORMA BÁSICA DE LA EDIFICACIÓN NBE FL-90, *MUROS RESISTENTES DE FÁBRICA DE LADRILLO*.
10. NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE NCSE-94 (R.D. 2543/1.994 DE 29-XII-94, B.O.E. 8-II-95.)
11. SMITH, J. W.: *VIBRATION OF STRUCTURES*. ED. CHAPMAN AND HALL. LONDRES. 1.988.
12. WAKABAYASHI, M. Y MARTÍNEZ ROMERO, E.: *DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES*. ED. MCGRAW HILL. MÉXICO D.F., MÉXICO. 1.988.