

ANEJO 10º

Requisitos especiales recomendados para estructuras sometidas a acciones sísmicas

1 Alcance

En este anejo se describen los requisitos especiales que se recomiendan para estructuras de hormigón estructural sometidas a acciones sísmicas, complementarios a las disposiciones establecidas en los reglamentos específicos sobre construcción sismorresistente que sean aplicables según el tipo de estructura de que se trate (Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 Parte general y edificación, la NCSE-Puentes o la Instrucción sobre acciones a considerar en puentes de carretera – IAP).

La definición de la acción sísmica debe realizarse como se indique en la reglamentación sismorresistente aplicable; por lo general, esto se hará mediante espectros elásticos de respuesta. Durante un sismo fuerte, se espera que la estructura entre en rango no-lineal pudiendo disipar parte de la energía que introduce el sismo. Así los espectros de respuesta a considerar en el proyecto pueden ser modificados sustancialmente teniendo en cuenta la capacidad de la estructura de comportarse de forma dúctil, es decir, de trabajar en un rango de comportamiento no lineal sin pérdida significativa de resistencia.

La normativa NCSE-02 establece los niveles de ductilidad: Muy alta ($\mu=4$), Alta ($\mu=3$), Baja ($\mu = 2$) y Sin ductilidad ($\mu= 1$). A éstos corresponden factores de comportamiento (factores empleados para reducir el espectro elástico) que pueden recibir tratamientos diferentes en las distintas normativas sísmicas, aunque son totalmente equivalente entre ellos.

El nivel de ductilidad de una estructura depende del tipo estructural, materiales, características geométricas, regularidad en planta y alzado de las masas y distribución de elementos resistentes. Por otro lado, es relevante el uso de detalles estructurales y constructivos que garanticen un confinamiento adecuado del hormigón en las zonas en las que se espera la formación de rótulas plásticas, evite el pandeo de las armaduras longitudinales en la zona de compresión y se potencie la rotura dúctil de las secciones críticas. En zonas de sismicidad importante se recomienda el uso de la filosofía de “Proyecto basado en capacidad” mediante el cual se controla el modo de rotura de la estructura potenciando que, en todo caso, la localización de zonas críticas allí donde la rotura dúctil esté garantizada y evitando las mismas en zonas con modos de rotura frágiles (fallos por cortante, torsión, esfuerzos axiales de compresión, etc.). En este Anejo se establecen recomendaciones sobre detalles constructivos, disposición de armados y criterios de proyecto de estructuras de hormigón adecuados para zonas sísmicas.

A efectos del comportamiento frente al sismo se recomienda utilizar los tipos estructurales, detalles constructivos, etc., que proporcionen a la estructura la mayor ductilidad posible, especialmente si la aceleración sísmica de cálculo es elevada.

2 Bases de proyecto



2.1 Requisitos fundamentales

Las bases de proyecto para estructuras sometidas a acciones sísmicas son las que se establecen en el Título 1º, Bases de proyecto, de esta Instrucción. En el Artículo 13º, Combinación de Acciones, la combinación de la acción sísmica con las restantes acciones se considera como una situación accidental especial definida como situación sísmica.

Como valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables, $\Psi_{2,i}Q_{k,i}$, se tomarán los indicados en las distintas normas de acciones. A efecto de cálculo de las masas actuantes durante la acción sísmica, se deberá incluir la fracción correspondiente a la sobrecarga indicada en la normativa sísmica aplicable o bien la correspondiente al valor cuasipermanente de la sobrecarga, $\Psi_{2,i}Q_{k,i}/g$.

2.2 Definiciones

Ductilidad:

Capacidad de los materiales y las estructuras de deformarse en rango no-lineal sin sufrir una degradación sustancial de la capacidad resistente. Desde el punto de vista estructural se define como la relación entre la deformación última de rotura y la deformación plástica y puede ser referida a cualquier cantidad cinemática como los son la deformación propiamente dicha, a la ductilidad de las secciones, rotaciones o el desplazamiento de una estructura.

Proyecto sísmico basado en capacidad:

Filosofía de proyecto sísmico en estados límites últimos que se basa proteger los elementos y regiones frágiles de la estructura dándole una sobrerresistencia adecuada respecto a los elementos dúctiles y potenciando los mecanismos de rotura dúctiles.

Pantallas acopladas:

Elemento estructural formado por dos más pantallas conectadas siguiendo un esquema regular en altura mediante vigas de acoplamiento que tengan rigidez suficiente como para reducir al menos en un 25% la suma de los momentos de empotramiento de todas las pantallas si fueran aisladas.

Rótula plástica:

Zona de un elemento estructural donde la armadura a tracción ha plastificado y donde puede disiparse energía mediante deformación plástica de la misma.

Zona crítica:

Región de un elemento sísmico primario donde ocurren las combinaciones de carga pésimas y donde se pueda formar una rótula plástica.

2.3 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Los coeficientes parciales de seguridad de los materiales γ_c y γ_s deben tener en cuenta la posible degradación de los materiales debido a las deformaciones cíclicas. Si no se dispone de información detallada sobre este aspecto, se deben adoptar los valores de γ_c y γ_s correspondientes a la situación persistente o transitoria. Si el efecto de degradación de la resistencia se tiene en cuenta explícitamente, se pueden emplear los valores correspondientes



a la situación accidental.

2.4 Elementos primarios y secundarios

Es posible designar ciertos elementos estructurales como secundarios desde el punto de vista del sistema sismorresistente. Dichos elementos no se consideraran como parte del esquema estructural para resistir las acciones sísmicas y por lo tanto no deben satisfacer un detallado especial como el indicado en el apartado 6 de este anejo.

No obstante, estos elementos deben ser dimensionados, según los criterios de proyecto por capacidad, para soportar la carga gravitatoria correspondiente considerando los desplazamientos máximos producidos durante la acción sísmica más desfavorable y teniendo en cuenta los efectos de segundo orden. Cualquier elemento estructural que no sea dimensionado como secundario, debe considerarse como primario y, por lo tanto, debe ser dimensionado para resistir la acción sísmica y debe cumplir los detalles necesarios para el grado de ductilidad elegido.

La rigidez lateral de todos los elementos secundarios no debe exceder el 15% de la de todos los elementos primarios.

A efectos del cálculo sísmico, la rigidez y resistencia de los elementos secundarios debe ser despreciada. No obstante, la masa de los mismos debe ser tenida en cuenta.

3 Materiales

Para garantizar un comportamiento estructural con elevada ductilidad deberá utilizarse aceros soldables de alta ductilidad (SD), cuyas características constan en el apartado 32.2 de esta Instrucción.

No se permite el uso de barras lisas. Las barras deben satisfacer los requerimientos de adherencia, características mecánicas mínimas, de fatiga y a cargas cíclicas de gran amplitud citados en el articulado.

El hormigón empleado debe poseer resistencia a compresión adecuada. La deformación de rotura del hormigón (ε_u) debe superar la deformación bajo tensión máxima (ε_0) con un margen adecuado.

Si se emplean hormigones de alta resistencia, se debe tener en cuenta que estos presentan valores de deformación última inferiores a los hormigones convencionales. En ese caso, se debe garantizar, en el cálculo, la rotura dúctil de las secciones transversales mediante el uso de armadura de compresión que proporcione el nivel de ductilidad apropiado.

La resistencia y deformación última del hormigón pueden aumentarse disponiendo armadura transversal de confinamiento. La resistencia del hormigón confinado puede obtenerse del Artículo 40.3.4, las deformaciones de pico (ε_{cc0}) y última (ε_{ccu}) del hormigón confinado se pueden obtener a partir de las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{cc0} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} - 1 \right) \right]$$

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0,1\alpha \omega_w$$

donde α y ω_w son los parámetros definidos en el punto 40.3.4.



4 Análisis estructural

4.1 Métodos de cálculo

Los métodos de análisis estructural a utilizar para estudiar los efectos de la acción sísmica son:

Métodos lineales:

- Análisis modal espectral empleando un espectro de respuesta normalizado.
- Método estático equivalente.

Métodos no-lineales:

- Cálculo dinámico no-lineal en el dominio del tiempo empleando una serie de acelerogramas representativos de la zona.
- Método estático no-lineal o del empuje incremental.

En principio, todos estos métodos son aplicables a estructuras de hormigón estructural teniendo en cuenta los requisitos y comentarios del Título 2º: Análisis estructural. Los criterios de aplicación específicos de cada método deben ser consultados en la normativa sísmica aplicable.

Cuando se considera un comportamiento dúctil para la estructura, debe comprobarse especialmente el efecto de segundo orden causado por las deformaciones, evaluadas teniendo en cuenta la degradación de rigidez sufrida por la estructura.

Las condiciones de rigidez de una estructura y, consecuentemente, los esfuerzos inducidos por la acción sísmica, pueden variar considerablemente debido a la influencia de elementos no estructurales, tales como tabiques o muros de cerramiento. El modelo utilizado para el análisis de los esfuerzos debe tener en cuenta este efecto, y en proyecto deben definirse todos los detalles necesarios para garantizar que en la estructura se reproduzcan las condiciones de colaboración, o no, de estos elementos, en la capacidad resistente de la estructura, tal como se ha previsto en proyecto.

5 Consideraciones relativas a los estados límite últimos

5.1 Proyecto por capacidad

Durante acciones sísmicas importantes se suele recurrir a la capacidad de disipar energía que poseen las estructuras con comportamiento dúctil para reducir los esfuerzos que deben resistir los elementos. De esta manera se puede evitar, con un coste razonable, el colapso de la estructura y salvaguardar las vidas de los ocupantes de la misma. Debe tenerse presente que esta práctica supone aceptar daños importantes en la estructura y, por lo tanto, un respuesta no-lineal que producirá esfuerzos distintos a los predichos mediante el cálculo elástico.

El criterio de proyecto por capacidad tiene la finalidad de evitar la ocurrencia de modos de rotura frágiles o que puedan impedir el correcto comportamiento de la estructura, como la transformación de la estructura en un mecanismo de forma prematura produciendo un colapso. Entre los efectos a evitar se encuentran:

- Rotura por compresión en secciones de hormigón sin plastificación de las

- armaduras de tracción
- Rotura por cortante o torsión primaria.
- Rotura de uniones entre elementos o nudos en pórticos de nudos rígidos.
- Plastificación de las cimentaciones o cualquier elemento que deba permanecer en rango elástico.
- Fallos por pandeo.
- Concentración de rótulas plásticas en un mismo piso de una estructura en altura (ver Figura A.10.1).
- Etc.

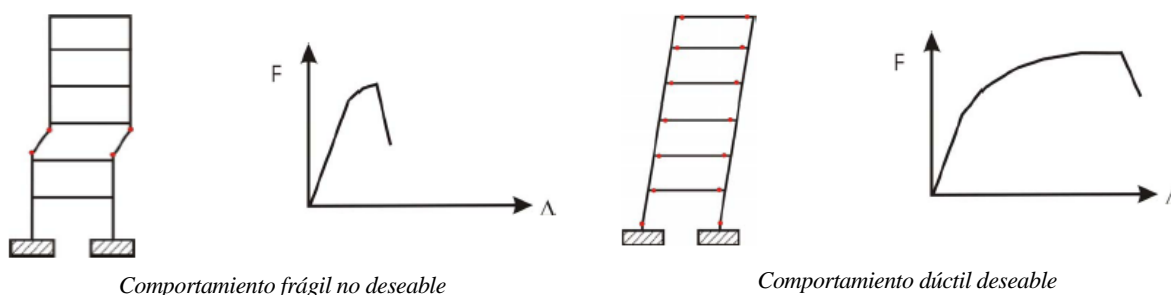


Figura A.10.1

Para evitar los modos de fallo no deseables, las acciones de cálculo de los elementos deben determinarse mediante condiciones de equilibrio, aislando el elemento o la zona de la estructura a proteger de la falla prematura. Posteriormente, se asume la formación de las rótulas plásticas previstas en las zonas críticas, considerando los posibles factores de sobrerresistencia de los materiales. La zona aislada debe resistir, mediante el criterio de estados límite y empleando los correspondientes coeficientes parciales de seguridad, los esfuerzos derivados de esta situación.

Obsérvese que, mediante este criterio, la región o elemento dimensionado para los esfuerzos así obtenidos es más resistente que las rótulas plásticas formadas supuestamente en sus extremos, que presentan un comportamiento no-lineal dúctil y cuya plastificación bajo un sismo importante es deseada. Así se garantiza que la rótula plástica pueda desarrollarse y deformarse durante la acción sísmica manteniendo la región frágil con un comportamiento esencialmente elástico.

A continuación se dan reglas para determinar los esfuerzos de cálculo en algunos elementos estructurales según el criterio de proyecto por capacidad.

5.1.1 Esfuerzo cortante en vigas

Se debe prevenir la rotura por cortante en vigas que pueda impedir que se desarrolle todo el comportamiento dúctil a flexión del elemento. Para ello los esfuerzos cortantes de cálculo, para vigas soportando una carga gravitatoria distribuida, se deben determinar en base al esquema indicado en la siguiente figura. Se aísla el elemento y se supone que las secciones de los extremos han plastificado, formando rótulas plásticas en las uniones; debe tenerse en cuenta el signo del esfuerzo en cada extremo en función de las posibles direcciones de la acción sísmica (Figura A.10.2).

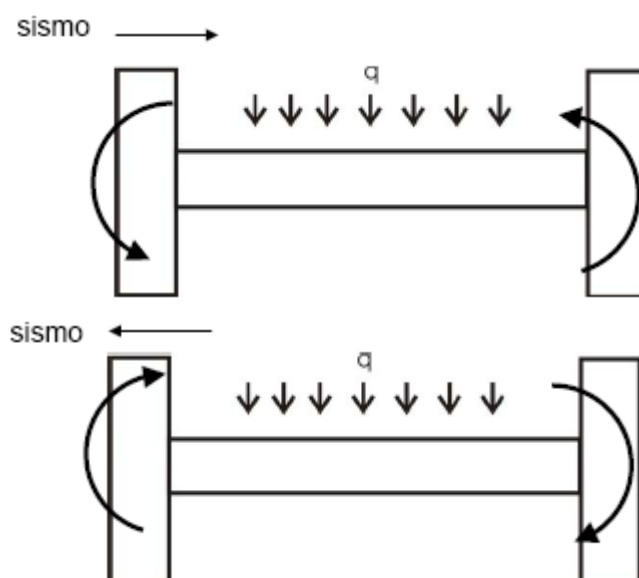


Figura A.10 2

El esfuerzo cortante de cálculo será el mayor de las siguientes situaciones posibles:

$$V_{d1} = \frac{qL}{2} + \gamma_{SR} \frac{(M_u^{1-} + M_u^{2+})}{L}$$

$$V_{d2} = \frac{qL}{2} + \gamma_{SR} \frac{(M_u^{1+} + M_u^{2-})}{L}$$

donde:

q	Carga distribuida que debe soportar la viga durante el sismo.
L	Luz libre de la viga.
M_u^{1+}, M_u^{2+}	Momentos resistentes positivos en las secciones extremas de la viga.
M_u^{1-}, M_u^{2-}	Momentos resistentes negativos, en valor absoluto, en las secciones extremas de la viga.
γ_{SR}	Factor de sobrerresistencia para los momentos extremos de valor 1,35. Este parámetro tiene en cuenta la resistencia real del acero considerando el endurecimiento plástico.

5.1.2 Momentos flectores en soportes

Para evitar modos de rotura como los indicados en la figura A.10.1 en estructuras de varios pisos, en las uniones viga-columna se debe garantizar que las rótulas plásticas se formen en las vigas en lugar de los soportes. Este requisito debe cumplirse en todos los niveles salvo en el último piso.

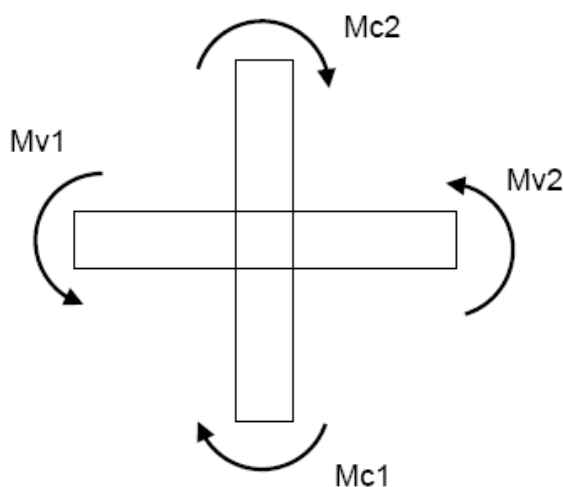


Figura A.10.3

Este requisito se considera satisfecho si, para cada dirección de estudio de la acción sísmica, se verifica que la suma de los momentos últimos en las columnas es superior a la suma de momentos últimos de las vigas:

$$\sum_{\text{Columnas}} Mu \geq \gamma_{SR} \sum_{\text{Vigas}} Mu$$

donde γ_{SR} es el factor de sobrerresistencia, de valor 1,35.

En la comprobación anterior se deben considerar los valores máximos y mínimos que puede tomar el esfuerzo axial de los soportes bajo la acción sísmica.

5.1.3 Esfuerzo cortante en soportes

Debe evitarse la rotura por cortante en los soportes y garantizarse que, de ocurrir la rotura del mismo, esta es por flexión. El esfuerzo cortante de cálculo puede obtenerse para estos elementos usando criterios similares al indicado en el punto 5.1.1 teniendo en cuenta que no existe carga distribuida en este elemento y el valor del esfuerzo axial correspondiente. El factor de sobrerresistencia puede tomarse como 1,35 para estructuras de ductilidad alta ó 1,2 para otros casos.

5.2 Estado límite de agotamiento por cortante

No se permite proyectar elementos lineales sin armadura de cortante.

La contribución del hormigón a la resistencia a cortante (V_{cu}) se ve disminuida en función del nivel de ductilidad que se le exige a la sección. Así en se recomienda modificar la parte independiente del esfuerzo axial de la ecuación correspondiente a V_{cu} del Artículo 44.2.3.2.2 de la siguiente forma:

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15 \kappa}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$



donde el coeficiente κ que afecta el término $0,15/\gamma$ toma los siguientes valores:

-Estructuras de ductilidad baja o moderada:	0,8
-Estructuras de ductilidad alta:	0,5
-Estructuras de ductilidad muy alta:	0,2

6 Detalles estructurales de elementos primarios

6.1 Generalidades

En lo que sigue se establecen unos requisitos dimensionales y de disposición de armaduras que aseguran un comportamiento de ductilidad alta para las diferentes magnitudes de la acción sísmica, de acuerdo con la experimentación disponible y el comportamiento real de estructuras sometidas a sismo.

Los requisitos relativos a dimensiones mínimas o a cuantías máximas están, en general, establecidos para evitar una excesiva concentración de armaduras o una inadecuada ejecución de las zonas de mayor responsabilidad estructural.

Los requisitos relativos a armaduras longitudinales, en cuanto a cuantías mínimas en secciones y distribuciones a lo largo del elemento, están establecidos teniendo en cuenta, principalmente, la reversibilidad de momentos y el cambio de las leyes de esfuerzos a lo largo del elemento debido al comportamiento no lineal supuesto.

Los requisitos relativos a armaduras transversales están establecidos, principalmente, con el fin de confinar el hormigón comprimido, evitar el pandeo de la armadura comprimida y aumentar la resistencia a cortante.

Por último, los criterios generales relativos a las condiciones de anclaje se establecen para tener en cuenta el deterioro de estas características resistentes debido a la acción de las cargas cíclicas alternadas.

6.2 Vigas

Este apartado se refiere a elementos que trabajan fundamentalmente a flexión y cumplen las siguientes condiciones:

- El esfuerzo axial de compresión de cálculo reducido, debido a la situación sísmica, cumple:

$$\frac{N_d}{A_c f_{cd}} \leq 0,10$$

- La relación ancho/canto no será menor que 0,3.
- La luz del vano no será menor que cuatro veces el canto útil del elemento.
- Si existe una losa superior de hormigón, se tomará un ancho eficaz de la misma como se define más adelante. La armadura de la losa contenida en este ancho forma parte de la armadura superior de la viga y, por lo tanto, se debe tener en cuenta a efectos de la cuantía máxima permitida y del cálculo del esfuerzo cortante por criterios de capacidad.
 - o En nudos vigas-columna exteriores sin vigas transversales, se tomará como el ancho de la columna.
 - o En nudos vigas-columna exteriores con vigas transversales, se tomará como el

ancho de la columna más dos veces el canto de la losa a cada lado de la viga en el que exista losa.

- En nudos vigas-columna interiores se pueden incrementar los anchos anteriores en dos veces el canto de la losa.

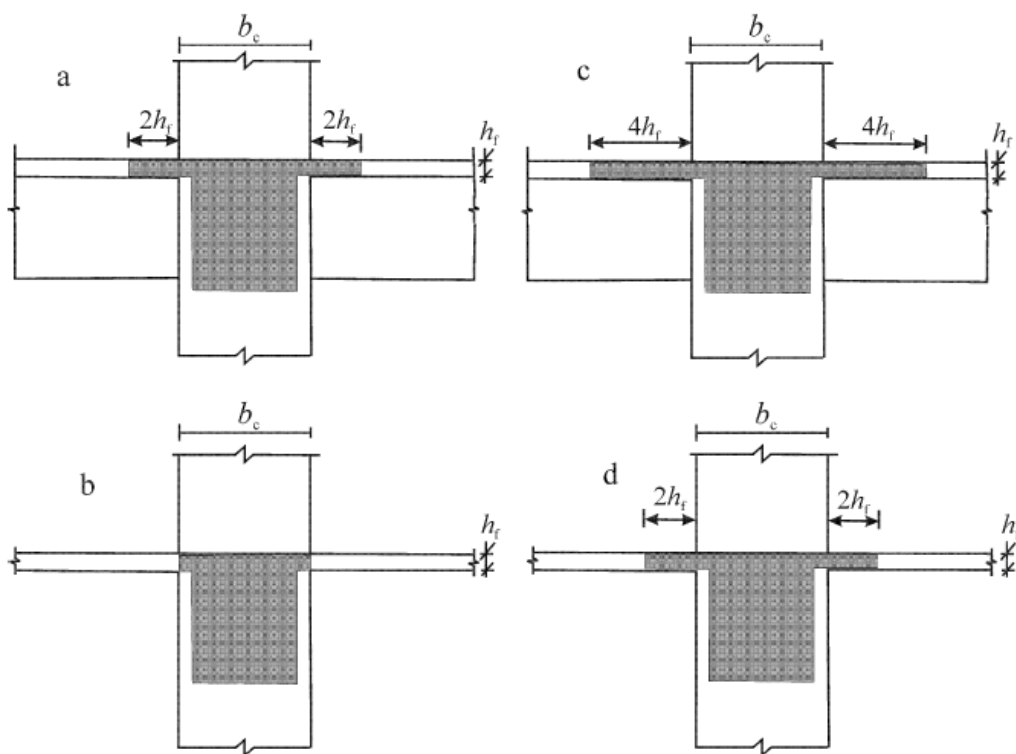


Figura A.10.4

En relación con el anclaje y solape de las armaduras se cumplirán las siguientes indicaciones:

- Las longitudes de anclaje de las armaduras se aumentarán $10\varnothing$ respecto a las definidas para cargas estáticas tal como se indica en el articulado de esta instrucción para cargas cíclicas.
- Los empalmes de las armaduras se alejarán, en lo posible, de las zonas próximas a los extremos, en una longitud de dos veces el canto de la viga, o de las zonas donde se prevea la formación de rótulas plásticas.

La longitud de las zonas críticas o susceptibles de albergar rótulas plásticas se debe tomar como:

- En pórticos de nudos rígidos, 2 veces el canto de la viga medida desde la cara de los elementos de apoyo hacia la mitad del vano.
- Dos veces el peralte del elemento a ambos lados de una sección donde el acero pueda plastificar bajo situaciones de carga sísmicas.
- En vigas que soporten cargas puntuales importantes, la zona situada directamente bajo la carga y 2 veces el canto de la viga a ambos lados de la misma.

Los esquemas estructurales con pilares discontinuos, apeados en vigas laterales, no son recomendables en zonas de sísmicas. En todo caso, dichas vigas deben dimensionarse con especial cuidado debiendo usarse las reglas de proyecto por capacidad. La componente



vertical de las aceleraciones sísmicas incluirse en el análisis estructural.

6.2.1 Ductilidad alta

Disposiciones generales en toda la viga:

- Las vigas deben presentar descuelgue respecto al canto de la losa. Este descuelgue debe ser superior a la profundidad de la fibra neutra en la zona de apoyo bajo el momento negativo de rotura. El ancho del descuelgue debe ser de al menos 200 mm.
- En toda su longitud se debe disponer una armadura longitudinal de al menos $2\phi 14$ o 25% de la cuantía máxima de armadura negativa en cualquier sección entre apoyos. En todo caso, se debe respetar la cuantía mínima establecida en el articulado de esta instrucción.
- La cuantía máxima a tracción en cualquier sección de la viga será menor a:

$$\rho_{\max} = \rho' + 72 \frac{f_{cd}}{f_{yd}^2} [MPa]$$

- Se dispondrá armadura transversal, de al menos $\phi 6$ en forma de cercos cerrados, en toda la longitud de la viga y a una separación no mayor de $h/2$.

Disposiciones a cumplir en las zonas críticas de la viga, susceptibles de albergar una rótula plástica:

- La armadura de compresión será al menos 50% de la armadura de tracción dispuesta en la misma sección.
- La armadura transversal será al menos de $\phi 6$ en forma de cercos cerrados. En la zona de apoyos, la primera armadura transversal se debe disponer a 50 mm del apoyo. La separación máxima de dicha armadura debe ser menor que:
 - o $d/4$
 - o 6 veces el menor diámetro de la armadura longitudinal.
 - o 24 veces el diámetro de la armadura del cerco.
 - o 200 mm

6.2.2 Ductilidad muy alta

Disposiciones generales en toda la viga:

- Las vigas deben presentar descuelgue respecto al canto de la losa. Este descuelgue debe ser superior a la profundidad de la fibra neutra en la zona de apoyo bajo el momento negativo de rotura. El ancho del descuelgue debe ser de al menos 250 mm.
- En toda su longitud se debe disponer una armadura longitudinal de al menos $2\phi 14$ o 33% de la cuantía máxima de armadura negativa en cualquier sección entre apoyos. En todo caso, se debe respetar la cuantía mínima establecida en el articulado de esta instrucción.
- La cuantía máxima a tracción en cualquier sección de la viga será menor a:

$$\rho_{\max} = \rho' + 50 \frac{f_{cd}}{f_{yd}^2} [N/mm^2]$$

- Se dispondrá armadura transversal, de al menos $\phi 6$ en forma de cercos cerrados, en toda la longitud de la viga y a una separación no menor de $h/2$.

Disposiciones a cumplir en las zonas críticas de la viga, susceptibles de albergar una rótula plástica:

- La armadura de compresión será al menos el 33% de la armadura de tracción dispuesta en la misma sección.
- La armadura transversal será al menos de $\phi 6$ en forma de cercos cerrados. En la zona de apoyos, la primera armadura transversal se debe disponer a 50 mm del apoyo. La separación máxima de dicha armadura debe ser menor que el:
 - o $d/4$
 - o 8 veces el menor diámetro de la armadura longitudinal.
 - o 24 veces el diámetro de la armadura del cerco.
 - o 200 mm

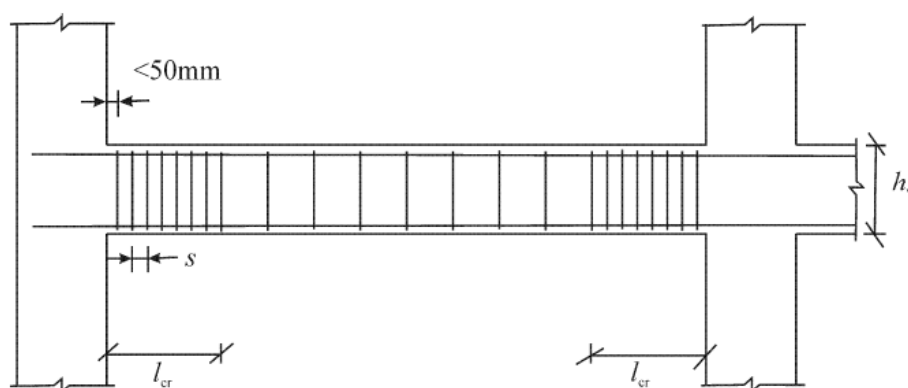


Figura A.10.5

6.3 Soportes

Este apartado se refiere a elementos que trabajan fundamentalmente a compresión compuesta y cumplen las siguientes condiciones:

- El esfuerzo axial de compresión de cálculo reducido, debido a la situación sísmica, es:

$$\frac{N_d}{A_c f_{cd}} \geq 0,10$$

- Los soportes que forman parte del sistema sismorresistente primario, proyectados con algún nivel de ductilidad diferente al esencialmente elástico, deben cumplir siguiente condición para el esfuerzo axial de cálculo:

$$\frac{N_d}{A_c f_{cd}} \leq 0,65$$

- La relación entre la dimensión mayor y menor del rectángulo en el que se inscribe la sección transversal, no debe exceder 2.5.

En relación con el anclaje y el solape de las armaduras se cumplirán las siguientes indicaciones:

- Las longitudes de anclaje de las armaduras se aumentarán 10ϕ respecto a las definidas para cargas estáticas tal como se indica en el articulado de esta instrucción

para cargas cíclicas.

- Los empalmes de las armaduras se alejarán, en lo posible, de las zonas próximas a los extremos o de las zonas donde se prevea la formación de rótulas plásticas.

Las zonas comprendidas dentro de las longitudes de rótula plástica a ambos extremos de una columna se deben considerar zonas críticas. En ausencia de información más precisa, la longitud de las rótulas plásticas se tomarán como el máximo de los siguientes valores:

- la máxima dimensión de la sección transversal de la columna.
- 1/6 de la longitud libre de la columna
- 450 mm

Si la longitud libre de la columna es inferior a 3 veces la mayor dimensión de su sección transversal, toda la columna debe ser considerada como una zona crítica y se deben cumplir los detalles estructurales mínimos correspondientes.

6.3.1 Disposiciones generales

Estas disposiciones son aplicables a cualquier columna que forma parte de un sistema primario de resistencia sísmica proyectado con un tipo de comportamiento superior al esencialmente elástico.

La cuantía de armadura longitudinal no debe ser inferior a 1% ni superior a 6%. Si la sección transversal es simétrica, se debe disponer un armado longitudinal también simétrico.

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara. En caso de secciones circulares, se deben disponer, al menos, seis barras en total.

La armadura transversal estará compuesta por cercos cerrados y, en su caso, flejes adicionales de al menos $\phi 6$. La disposición de las armaduras transversales será tal que proporcione que suministre confinamiento efectivo a la sección transversal.

A lo largo de las zonas críticas se debe disponer una cuantía mecánica mínima de armadura transversal de valor:

$$\omega_{W,\min} = 0,08$$

Fuera de las zonas críticas, es necesario disponer armadura transversal de al menos $\phi 6$ a una separación no superior de 15 veces el diámetro de la menor armadura longitudinal ni 150 mm.

En estructuras de ductilidad alta o muy alta se debe cumplir además las disposiciones indicadas más abajo.

6.3.2 Disposiciones para ductilidad alta

La sección mínima de la sección transversal será de 250 mm.

La cuantía máxima de armado longitudinal será de 4%.

La distancia entre armaduras longitudinales no será superior a 200 mm. En toda la longitud de la columna, es preciso suministrar soporte transversal de las armaduras longitudinales mediante cercos o ganchos adicionales, al menos de forma alternativa y en las barras de las esquinas.

En las zonas críticas, susceptibles de albergar una rótula plástica, se debe suministrar una cuantía de armadura transversal igual o superior a:

$$\omega_{W,\min} = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{v_d f_{yd} b_c}{1333 b_0} - 0,035 \right)$$

donde:

$$v_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

b_c Ancho de la sección transversal

b_0 Ancho del núcleo confinado (medido entre las líneas centrales de los cercos confinantes).

α Factor de efectividad del confinamiento, definido en el punto 40.3.4 de esta Instrucción.

La separación máxima de las armaduras transversales en las zonas críticas será el menor de los siguientes valores: $b_0/3$, 150 mm ó 8 veces el diámetro de la menor armadura longitudinal.

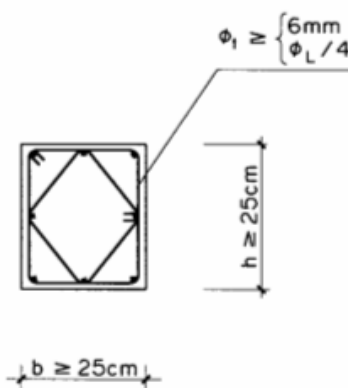


Figura A.10.6

6.3.3 Disposiciones para ductilidad muy alta

La sección mínima de la sección transversal será de 300 mm.

La cuantía máxima de armado longitudinal será de 4%.

El diámetro mínimo de la armadura transversal será $\phi 8$.

La distancia entre armaduras longitudinales no será superior a 150 mm. En toda la longitud de la columna, es preciso suministrar soporte transversal de las armaduras longitudinales mediante cercos o ganchos adicionales, al menos de forma alternativa y en las barras de las esquinas.

En las zonas críticas, susceptibles de albergar una rótula plástica, se debe suministrar una cuantía de armadura transversal igual o superior a:

$$\omega_{W,\min} = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{v_d f_{yd} b_c}{950 b_0} - 0,035 \right)$$

donde los parámetros de la fórmula toman los significados que en el apartado anterior.

La separación máxima de las armaduras transversales en las zonas críticas será el menor de los siguientes valores: $b_0/4$, 100 mm ó 6 veces el diámetro de la menor armadura longitudinal.

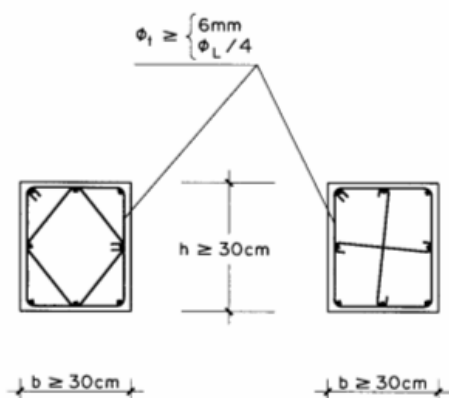
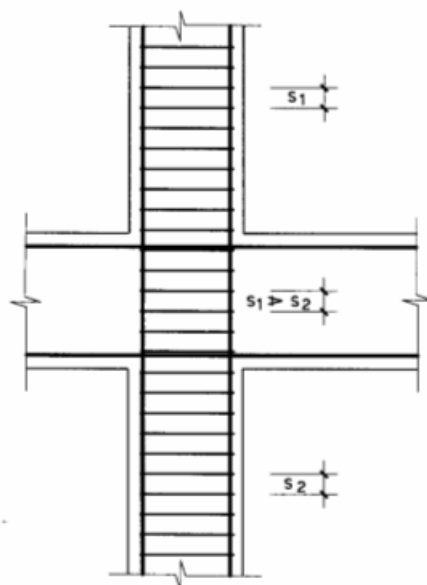


Figura A.10.7

6.4 Nudos

Para la comprobación de las condiciones de los nudos deberá procederse utilizando un modelo de bielas y tirantes, definido de acuerdo con los criterios generales del Artículo 24º y estableciendo las comprobaciones de los distintos elementos según las indicaciones del Artículo 40º.

Los nudos vigas-columna se dimensionarán para resistir el esfuerzo cortante determinado según criterios de proyecto por capacidad como se indica en el apartado 5 de este anejo. Adicionalmente, se debe disponer armadura transversal con la finalidad de suministrar confinamiento adecuado al hormigón del núcleo. Esta armadura será paralela a la armadura horizontal de las columnas.



CONTINUIDAD DE CERCOS
EN EL NUDO

Figura A.10.8

En general, la armadura transversal de confinamiento en el nudo no será inferior a la especificada para las zonas críticas de las columnas. Como excepción, si el nudo recibe vigas por sus cuatro caras y el ancho de estas es de al menos $\frac{3}{4}$ de la dimensión paralela de la columna, la separación de los cercos de confinamiento puede ser el doble de la especificada anteriormente, pero nunca mayor a 150 mm.

6.5 Pantallas

Este apartado se refiere a elementos de gran rigidez cuya función fundamental es la de resistir los esfuerzos horizontales producidos por la acción sísmica y que cumplen las siguientes condiciones:

- El espesor mínimo de la pantalla será de 150 mm y no mayor que el 5% de la altura libre del piso.
- La armadura principal se dispone en ambas caras.
- Las pantallas que forman parte del sistema sismorresistente primario, proyectados con algún nivel de ductilidad diferente al esencialmente elástico, deben cumplir siguiente condición para el esfuerzo axil de cálculo:

$$\frac{N_d}{A_c f_{cd}} \leq 0,40$$

- La cuantía geométrica de armado longitudinal será de 4%.
- Las condiciones de rigidez y, por tanto, las dimensiones, no variarán significativamente a lo largo de la altura.
- En el caso de que se presenten huecos, éstos estarán alineados verticalmente.
En relación con el anclaje y solape de las armaduras, se cumplirán las siguientes indicaciones:
 - Las longitudes de anclaje de las armaduras se aumentarán 10ϕ respecto a las definidas para cargas estáticas el articulado de esta instrucción.
 - Los grupos de pantallas de sección rectangular conectadas entre sí en planta formando secciones L, T U, doble T o similares, se considerarán como unidades integrales formadas por almas y alas.

El ancho efectivo de las alas se tomará a partir del borde de las almas en una longitud no mayor que la longitud real del ala, la mitad de la distancia entre almas adyacentes o el 25% de la altura total de la pared por encima del nivel considerado. En todo caso, el axil reducido al que se hace referencia en este apartado está normalizado respecto al alma de la sección transversal.

La longitud de la zona crítica, susceptible de albergar una rótula plástica, se tomará como el valor máximo de la longitud horizontal de la pantalla o la altura total de la pared. No obstante, la longitud de la zona crítica no será superior a 2 veces la longitud horizontal de la pantalla, la altura libre de piso para edificios de 6 pisos o menos ó 2 veces la altura libre de piso para edificios de más de 6 pisos.

Siempre que el axil reducido de cálculo bajo la acción sísmica sea igual o superior a 0,15 es preciso disponer la siguiente cuantía mecánica de armadura horizontal de confinamiento en la zona crítica:

en elementos primarios de ductilidad alta

$$\omega_{w,\min} = \frac{1}{\alpha} \left[\frac{(v_d + \omega_v) f_{yd} b_c}{1333 b_0} - 0,035 \right]$$

en elementos primarios de ductilidad muy alta

$$\omega_{W,\min} = \frac{1}{\alpha} \left[\frac{(v_d + \omega_v) f_{yd} b_c}{950 b_0} - 0,035 \right]$$

donde:

ω_v Cuantía mecánica de armadura vertical en el alma, normalizada respecto al alma de la pantalla.

Este confinamiento se debe disponer en los extremos de la pantalla, en forma de cercos, en una distancia horizontal (l_c) medida desde el recubrimiento de las armaduras hasta el punto en el que el hormigón no confinado pueda sufrir desprendimiento. Esta distancia se puede obtener como:

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right)$$

donde:

ε_{cu} Deformación de aplastamiento del hormigón para la resistencia característica que corresponda.

$\varepsilon_{cu,c}$ Deformación de aplastamiento del hormigón confinado que se puede obtener como: $\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0,1\alpha \omega_w$, donde α y ω_w son los parámetros definidos en el punto 40.3.4.

X_u Profundidad de la fibra neutra en rotura después del desprendimiento del hormigón no confinado. A falta de un cálculo riguroso, esta se puede estimar como: $x_u = (v_d + \omega_v) \frac{h_c b_c}{b_0}$, siendo b_0 el ancho del núcleo confinado de la pantalla.

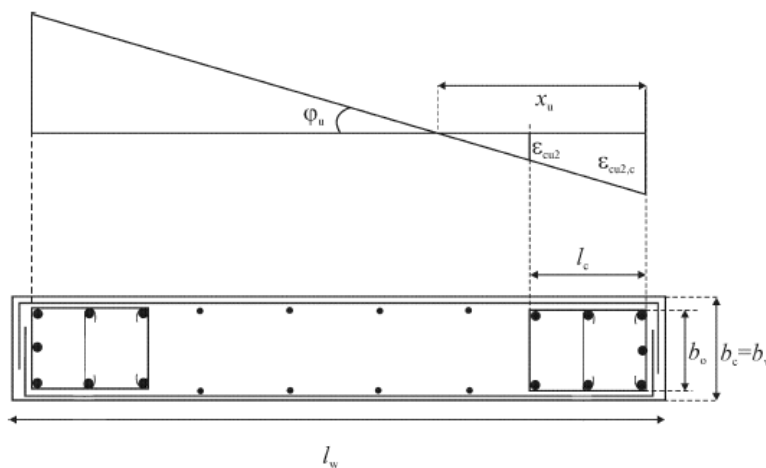


Figura A.10.9

En la zona de borde confinada, la cuantía de armadura vertical no debe ser menor a 0,005. El espesor de la zona de borde confinada no debe ser menor a 200 mm en general.

Si la longitud l_c no excede el doble del ancho de la zona confinada o el 20% de la longitud horizontal del muro, el ancho de la zona confinada será también mayor al 10% de la

altura libre del piso.

Si la longitud l_c excede el doble del ancho de la zona confinada o el 20% de la longitud horizontal del muro, el ancho de la zona confinada será también mayor al 15% de la altura libre del piso.

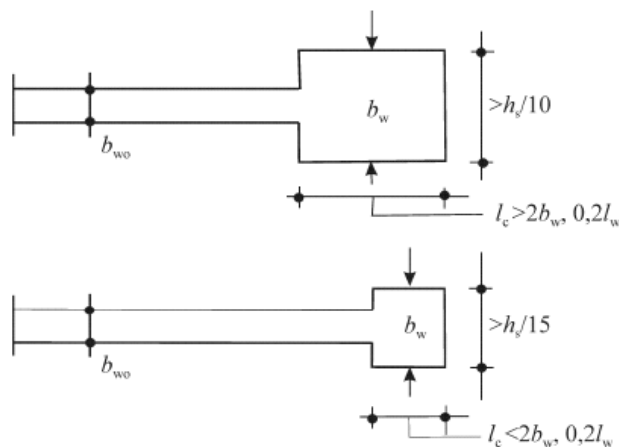


Figura A.10.10

6.6 Elementos de unión entre pantallas acopladas

Este apartado se refiere a elementos tipo dintel o vigas de canto que unen en su plano dos pantallas a distintas alturas. Se entiende que estos elementos son suficientemente rígidos como para acoplar la deformación de las pantallas tanto en sentido de desplazamientos horizontales como de giros. Dichos elementos se deben considerar en el modelo estructural de la pantalla. Las placas o forjados no contenidos dentro del plano de la pantalla no se consideran elementos de acoplamiento.

Estos elementos pueden dimensionarse como vigas se cumple que la longitud del mismo es mayor a 3 veces su canto o bien cuando la fisuración inclinada bajo la acción sísmica sea poco probable, lo cual se puede considerar satisfecho si se da la condición:

$$V_d \leq f_{ctd}bh$$

donde:

- V_d Cortante de cálculo bajo la combinación sísmica.
- f_{ctd} Resistencia a tracción inferior de cálculo del hormigón.

Cuando los criterios anteriores no se cumplan, estos elementos deben dimensionarse de acuerdo a los criterios de bielas y tirantes definidos de acuerdo con los criterios generales del Artículo 24º y estableciendo las comprobaciones de los distintos elementos según las indicaciones del Artículo 40º.

El armado de estos elementos debe disponerse formando dos diagonales a lo largo de la viga como se muestra en la figura siguiente:

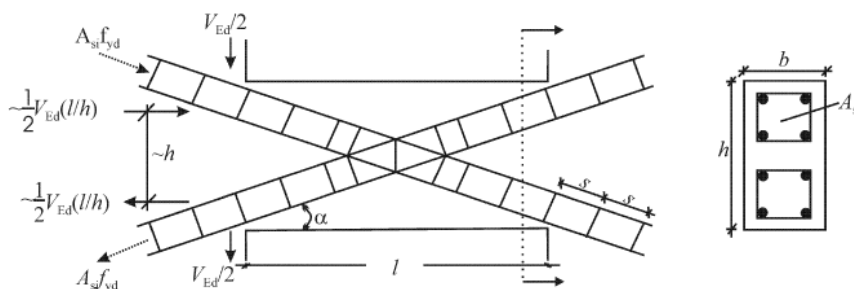


Figura A.10.11

El armado longitudinal en cada diagonal debe satisfacer la condición siguiente:

$$V_d \leq 2A_{si} f_{yd} \operatorname{sen} \alpha$$

siendo α la inclinación de las diagonales respecto a la horizontal y A_{si} el área de armado longitudinal en cada diagonal.

Las diagonales deben armarse siguiendo patrones similares a los de las columnas para evitar el pandeo de las mismas. La dimensión de la diagonal en el plano de la viga será al menos 50% del ancho de la viga. La longitud de anclaje de las armaduras se debe aumentar en un 50% respecto a las requeridas en el articulado de esta instrucción para cargas estáticas. Se debe disponer armadura transversal, para evitar el pandeo de las armaduras comprimidas, de acuerdo a lo indicado en apartado 6.3 de este anejo.

Adicionalmente, se dispondrán armaduras verticales y horizontales en ambas caras tal y como se establece en el articulado de esta instrucción en relación a las vigas de gran canto.

6.7 Diafragmas horizontales

Los diafragmas horizontales pueden estar constituidos por losas de hormigón o por la capa de compresión de los forjados unidireccionales o bidireccionales siempre que su espesor sea mayor o igual que 50 mm, se disponga una armadura de reparto en ambas direcciones y se garantice una adecuada vinculación con los elementos perimetrales (vigas o zunchos).

A efectos de cálculo los diafragmas pueden considerarse como elementos infinitamente rígidos en su plano, siempre que la relación entre la dimensión mayor y la menor del mismo en planta sea igual o menor a 4. Si esta relación no se cumple, en todo el forjado o en alguna región de este, se necesitará hacer un análisis más detallado sobre la deformabilidad del mismo y sus efectos en el reparto de la acción sísmica a los elementos primarios.

Los diafragmas horizontales deben dimensionarse de acuerdo a los criterios de bielas y tirantes definidos de acuerdo con los criterios generales del Artículo 24º y estableciendo las comprobaciones de los distintos elementos según las indicaciones del Artículo 40º. Se debe garantizar que el diafragma es capaz de distribuir los esfuerzos sísmicos a los elementos primarios unidos por el mismo, prestando atención a la concentración de esfuerzos que se produce en la zona de huecos y las posibles direcciones de la acción sísmica.

Las bielas deben estar adecuadamente confinadas, siguiendo criterios similares a los usados para columnas de ductilidad alta, a menos que la compresión de las mismas sea inferior a $0,15 f_{cd}$ bajo la acción sísmica de cálculo. Si es preciso armado longitudinal en las bielas comprimidas, se deben adoptar medidas apropiadas para evitar el pandeo de las armaduras longitudinal de acuerdo a lo indicado en el apartado 6.3 de este anejo.

En diafragmas formados por placas prefabricadas se debe verificar la capacidad de las



juntas longitudinales para transmitir el esfuerzo cortante, que se produce en el plano de las mismas, considerando el diafragma como una viga apoyada en los elementos del sistema primario. Este cortante puede resistirse mediante armadura que atraviese la junta transversalmente y se ancle en los elementos prefabricados (posteriormente la junta debe ser hormigonada) o bien mediante la armadura transversal de la losa superior hormigonada in-situ (si existe).

En este último caso, la losa superior debe ser de al menos 70 mm de espesor. La superficie de la placa prefabricada sobre la que se hormigona la losa debe ser rugosa y estar limpia o bien deben existir conectadores de cortante.

De igual modo, se debe verificar la capacidad de los diafragmas prefabricados de transmitir los esfuerzos sísmicos a los elementos primarios.

6.8 Elementos de cimentación

Si los esfuerzos de cálculo de la cimentación se determinan mediante los criterios de proyecto por capacidad, no se espera disipación significativa de energía en estos elementos y por lo tanto no requieren un detallado especial para garantizar un nivel de ductilidad. En caso contrario, los elementos de cimentación deben cumplir los mismos requisitos indicados anteriormente.

En todo caso, la solución adoptada para la cimentación debe adaptarse a los siguientes criterios:

- Debe evitarse la coexistencia de distintas soluciones de cimentación en una misma unidad estructural, entendida como la parte de la estructura separada del resto por una junta en toda su altura.
- Si el terreno de apoyo presenta heterogeneidades sustanciales, la cimentación se fraccionará constituyendo unidades estructurales diferentes.
- Si existe probabilidad de licuefacción se evitarán cimentaciones superficiales.
- El extremo de las cimentaciones profundas deben llevarse bajo las capas licuables.
- Se deben disponer de elementos de atado, bajo elementos primarios, en ambas direcciones a base de vigas de atado a la altura de zapata, evitando la formación de pilares cortos. Las dimensiones mínimas de las vigas de atado serán de 250 mm de base y 400 mm de canto, para estructuras de hasta 3 pisos sobre el sótano, ó 500 mm de canto, para estructuras de altura mayor. Se debe tener en cuenta el esfuerzo axial que tiene lugar debido a la acción horizontal.
- Si la aceleración de cálculo es inferior a 0,16 g el atado puede ser a base de una losa de cimentación siempre que su canto sea al menos 150 mm o 1/50 la distancia entre pilares.

6.9 Elementos y uniones prefabricadas

Las vigas y soportes prefabricados deben satisfacer los requisitos indicados en el apartado 6.1 y 6.2 de esta recomendación teniendo presente la vinculación real de los elementos en la determinación de las regiones críticas.

En pórticos de nudos rígidos, se debe garantizar la adecuada transmisión de momentos de sentido positivo y negativo a través de las uniones y los apoyos empotrados con una resistencia adecuada. Los esfuerzos de cálculo deben determinarse de acuerdo a los principios de proyecto por capacidad.

Si la unión de los elementos se localiza dentro de una región crítica, esta debe sobre-



dimensionarse, de acuerdo a los criterios de capacidad, para garantizar que no plastifica a menos que se demuestre que la unión conforma un dispositivo con suficiente ductilidad y capacidad de disipación de energía y ha sido considerada como tal en el proyecto. En todo caso, se debe prevenir, mediante criterios de proyecto por capacidad, el colapso prematuro de la unión.

En pantallas formadas por elementos prefabricados se debe verificar la capacidad de transmitir los esfuerzos cortantes, que se producen en el plano del mismo, siguiendo disposiciones similares a las indicadas para las juntas de diafragmas horizontales en el apartado 6.6 de este anejo.

En los diafragmas horizontales constituidos a partir de elementos prefabricados se deben satisfacer las disposiciones indicadas en el apartado 6.6 de este anejo.

7 Anclaje de armaduras

El anclaje de las armaduras debe realizarse conforme lo indicado en Artículo 68º de esta instrucción. Se recuerda que bajo sollicitaciones sísmicas, el anclaje de las armaduras debe aumentarse en 10ϕ respecto al valor dado para cargas estáticas.