

A.M.1.b. MEMORIA JUSTIFICATIVA DE CUMPLIMIENTO DE LA NORMA SISMORRESISTENTE. NCSR-02.

En cumplimiento de la Norma NCSR-02 del R.D. 997/2002, de 27 de Septiembre, por el que se aprueba la norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación, tenemos:

CAPITULO 1. GENERALIDADES.

1.1. OBJETO.

En este proyecto se aplican los criterios proporcionados por la norma para la consideración de la acción sísmica en la construcción de las edificaciones según lo dispuesto en el artículo 1.2, con la finalidad de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.

1.2. APLICACIÓN DE LA NORMA.

1.2.1 Ámbito de aplicación.

Esta norma es de aplicación a este proyecto al tratarse de la construcción de edificación de nueva planta.

1.2.2 Clasificación de las construcciones.

Se trata de una edificación de IMPORTANCIA NORMAL ya que su destrucción por el terremoto puede ocasionar víctimas o interrumpir un servicio no imprescindible, sin provocar efectos catastróficos (Centro sanitario de día).

1.2.3 Criterios de aplicación de la Norma.

Es de aplicación esta norma ya que la ciudad de SAX (Alicante) tiene una aceleración sísmica básica $a_b=0.08g>0.04 g$ y la edificación es de normal importancia.

1.3. CUMPLIMIENTO DE LA NORMA.

1.3.1 Cumplimiento de la Norma en fase de proyecto.

Se incluye la justificación de esta norma en este proyecto Básico y se aplicará en el cálculo estructural del Proyecto de Ejecución.

1.3.2 Cumplimiento de la Norma en fase de construcción.

Se justificará el cumplimiento de esta norma en fase de construcción.

1.3.3 Cumplimiento de la Norma durante el período de vida útil.

Cuando ocurra un terremoto de intensidad alta deberá realizarse un informe de cada construcción situada en las zonas con intensidad igual o superior a VII (escala EMS) analizando las consecuencias del sismo y las medidas a adoptar.

CAPITULO 2. INFORMACIÓN SISMICA.

2.1. MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA. ACELERACIÓN SÍSMICA BASICA.

A la ciudad de SAX le corresponde una aceleración sísmica básica según el Anejo I de la Norma de $a_b=0.08 g$ y un coeficiente de contribución $K= 1.0$.

2.2. ACELERACIÓN SÍSMICA DE CALCULO.

$a_c= S.p.ab$

$a_b= 0.08 g$

ρ en edificio de importancia normal = 1.0

S coeficiente de amplificación del terreno = $C/1.25$ para $\rho.ab = 0.08 g \leq 0.1 g$

C coeficiente del terreno. Según obras cercanas el terreno se puede considerar arcillas firmes, tipo de terreno III C =1.6

Entonces, $S = 1.28$

Tenemos que la Aceleración sísmica de cálculo es $a_c = 0.102 g$

2.3. ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICA.

Al no disponer en el estudio geotécnico de los valores del Período propio del oscilador en segundos se tomará como valor espectral el medio que contempla la norma, es decir, $\alpha (T) = 2.5$

2.4. CLASIFICACION DEL TERRENO. COEFICIENTE DEL TERRENO.

Según información del terreno de la zona, para el cálculo del coeficiente del terreno, se supone un terreno del tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $400 \text{ m/s} \geq V_s > 200 \text{ m/s}$.

Tipo terreno III que le corresponde un Coeficiente C = 1.6

2.5. MODIFICACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICA EN FUNCION DEL AMORTIGUAMIENTO.

Se mantiene el valor de $\alpha (T) = 2.5$

2.6. ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICA PARA MOVIMIENTOS VERTICALES.

No se considerarán movimientos verticales.

CAPITULO 3. ACCIONES Y CALCULO.

3.1. GENERALIDADES.

Para verificar la seguridad de las construcciones ante las acciones sísmicas que puedan actuar sobre ellas durante su período de vida útil la Norma proporciona los criterios para realizar el cálculo sismorresistente y para ello la determinación de:

- Las masas del edificio a considerar en cálculo.
- Los períodos y modos de vibración de la estructura.
- La respuesta de la estructura ante las acciones sísmicas resultantes de la aplicación del capítulo 2.
- La verificación de la seguridad de la estructura.

3.2. MASAS QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO.

Las masas consideradas a los efectos de los cálculos de las solicitaciones debidas al sismo se considerarán las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes y una fracción de las restantes masas de valor 0.6 para sobrecargas de uso en edificios públicos y 1.0 para sobrecarga de tabiquería.

Además se deberá considerar en el cálculo una excentricidad adicional de las masas o de las fuerzas sísmicas equivalentes en cada planta, no menor de 1/20 de la mayor dimensión de la planta en el sentido perpendicular a la dirección del sismo, a fin de cubrir las irregularidades constructivas y las asimetrías accidentales de sobrecargas.

3.3. ACCIONES QUE SE CONSIDERAN EN EL CALCULO.

Conforme a lo establecido en el DB-SE-AE en la tabla 3.1 y al Anexo A.1 y A.2 de la EHE, las acciones gravitatorias, así como las sobrecargas de uso, tabiquería y nieve que se han considerado para el cálculo de la estructura de este edificio son las indicadas:

| Niveles | Sobrecarga de Uso | Sobrecarga de Tabiquería | Peso propio del Forjado | | Peso propio del Solado | Carga Total |
|---|------------------------|--------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------------|
| | | | Unidireccional | Losa | | |
| Nivel 1 (N.P.T: 0,00). Planta baja (F. Sanitar.) | 2,00 KN/m ² | 1,00 KN/m ² | 4,00 KN/m ² | 7,50 | 1,50 KN/m ² | 8,50 / 12,00 KN/m ² |
| Nivel 2 (N.P.T: +3,65). Planta cubierta. | 1,50 KN/m ² | 0,00 KN/m ² | 4,00 KN/m ² | 7,50 KN/m ² | 2,50 KN/m ² | 8,00 / 12,00 KN/m ² |

Cuando el peso de los tabicones sobrepasan los 120 Kg/m² se tendrá en cuenta como una carga lineal. El peso propio de los cerramientos exteriores es de 800 Kg/m.

3.4. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD.

Se comprobarán los estados límite últimos con las combinaciones de acciones, incluyendo la acción sísmica, que fijen las diferentes instrucciones, normas y reglamentos para cada tipo de material. Se utilizarán los coeficientes de seguridad y simultaneidad establecidos en ellas.

En el caso que dichos coeficientes no estén fijados expresamente en las citadas instrucciones, normas y reglamentos, para la combinación de la acción sísmica con las restantes acciones se considerará la hipótesis sísmica como una situación accidental, ponderando para el cálculo de los estados límite último todas las acciones variables desfavorables y permanentes con coeficientes de mayoración iguales a la unidad, y las variables favorables con cero.

La construcción resistirá la acción horizontal del sismo en todas las direcciones, lo que obliga a analizarlo en más de una dirección. En general basta hacerlo en dos direcciones perpendiculares en planta; en este caso, las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada dirección se combinarán con el 30 % de los de la otra. Las solicitaciones verticales y en planta se podrán considerar como casos de cargas independientes.

3.5. METODOS DE CALCULO.

3.5.1 Condiciones para aplicar el método simplificado de cálculo.

Se podrá aplicar en los edificios que cumplan los siguientes requisitos:

- (1) El número de plantas sobre rasante es inferior a veinte.
- (2) La altura del edificio sobre rasante es inferior a sesenta metros.
- (3) Existe regularidad geométrica en planta y en alzado, sin entrantes ni salientes importantes.
- (4) Dispone de soportes continuos hasta cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos de rigidez.
- (5) Dispone de regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de gravedad y de torsión de todas las plantas estén situados, aproximadamente, en la misma vertical.

- (6) La excentricidad del centro de masa que intervienen en el cálculo sísmico respecto al de torsión es inferior al 10 % de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales.

En este proyecto se cumplen todas esas condiciones por lo que se puede aplicar el MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO.

3.6. METODO SIMPLIFICADO DE CALCULO PARA LOS CASOS MAS USUALES DE EDIFICACIÓN.

3.6.1 Modelo de la estructura.

El modelo se puede asimilar a un modelo unidimensional.

3.6.2. Modos de vibración.

- (2) Edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras.

$$T_f = 0.09 n = 0.09 \times 1 = 0.09 \text{ sg} < 0.75 \text{ sg}$$

Aún el cálculo se realizará con sólo el primer modo.

3.6.3. Coeficiente de comportamiento por ductilidad (μ).

El cálculo se realiza considerando un $\mu = 2$ considerado como ductilidad baja, ya que se trata de edificio cuya estructura posee soportes de acero u hormigón con núcleos, muros o pantallas verticales de hormigón armado, con losas planas y forjados unidireccionales o reticulares con vigas planas.

CAPITULO 4. REGLAS DE DISEÑO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS EN EDIFICACIONES EN ZONAS SÍSMICAS.

4.1. INTRODUCCION.

Algunas de la reglas están en función del coeficiente de comportamiento por ductilidad que en nuestro caso es $\mu = 2$.

4.2. REGLAS DE INDOLE GENERAL.

4.2.1 Forma del edificio.

Al tratarse de piezas de edificio con forma cajón, se cumple con la disposición regular de diseño aconsejada y se consigue, sensiblemente, que en el edificio, en los arriostramientos y en los elementos resistentes una composición con dos ejes de simetría ortogonales.

Igualmente los alzados del edificio son regulares evitando transiciones bruscas de forma o rigidez entre un piso y el siguiente.

4.2.2 Disposición de masas.

Se trata de un edificio en el que la masa total de una planta no excede en más del 15% la masa de las plantas contiguas, ni más del 50% la masa media de todas ella s4.2.3 Disposición de elementos estructurales.

Se consigue con este edificio de forma regular una distribución uniforme y simétrica de rigideces en planta y una variación gradual de rigideces a lo largo de la altura. Ningún elemento estructural cambia bruscamente de rigidez.

Para evitar los efectos de excentricidad en los soportes, la distancia entre los ejes geométricos de las vigas y de los pilares será la menor posible y, en todo caso, no mayor de $b/4$, siendo b el ancho del pilar en la dirección transversal a la directriz de la viga.

Se evita en la medida de lo posible que descansen sobre las vigas elementos resistentes principales, tales como otras vigas o soportes.

Se procurará que la seguridad sismorresistente de los nudos sea superior a la de las piezas, que la de los soportes sea superior a la de las vigas, y en estas que la seguridad al esfuerzo cortante sea superior al momento.

Los elementos no considerados en el modelo adoptado para el análisis, tendrán la capacidad suficiente para admitir los desplazamientos que se produzcan en ellos.

4.2.4 Elementos no estructurales.

Los elementos no estructurales, como muros de cerramiento, tabiquerías, etc..., que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones en la estructura, se tendrán en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural y se comprobarán para las acciones que se deriven del cálculo. Alternativamente, podrán adoptarse soluciones constructivas que garanticen la no participación resistente de estos elementos.

Las vías generales de evacuación estarán dotadas de resistencia y ductilidad adicional para facilitar su utilización, aún en el caso de sismos importantes.

4.2.5 Juntas entre construcciones.

La edificación nueva estará separada de la colindante existente por una junta de dilatación que a su vez servirá para mitigar los choques durante los movimientos sísmicos. La separación no será menor de 1.5 cm al ser un edificio de tan solo una planta.

Para edificios de hasta diez plantas, el desplazamiento lateral máximo, u , en centímetros puede obtenerse mediante la expresión:

$$u = 33 \alpha_1 (ac/g). T_f^2 = 33 \cdot 2.5 \cdot 0'102 \cdot 0'09^2 = 0,06 < 1.5 \text{ cm}$$

donde α_1 , ac y g son los parámetros definidos en 3.7.3, y T_f es el período del modo fundamental en segundos.

La junta entre edificios será un plano vertical y con una anchura de, al menos, la suma de los desplazamientos laterales máximos, u , de los dos cuerpos.

No se instalarán conducciones generales atravesando planos de junta, salvo que dispongan de enlaces flexibles adecuados.

4.3. DE LA CIMENTACIÓN.

4.3.1 Criterio general de diseño.

Sólo existe sistema de cimentación superficial no mezclándose con otros de otro tipo.

La cimentación se dispondrá sobre terreno de características geotécnicas homogéneas. Si se detecta que el terreno de apoyo presenta discontinuidades se fraccionará el conjunto de la construcción de manera que las partes situadas a cada lado de la discontinuidad constituyan unidades independientes.

Cuando el terreno de cimentación contenga en los primeros 20 m bajo la superficie del terreno, capas o lentejones de arenas sueltas situadas, total o parcialmente, bajo el nivel freático, deberá analizarse la posibilidad de licuación.

Si se detecta que es probable que el terreno licue en el terremoto de cálculo se evitará la cimentación superficial a menos que se adopten medidas de mejora del terreno para prevenir la licuación. Según el estudio geotécnico disponible en los 10 metros de profundidad alcanzados por los sondeos no se detectó la presencia de agua (nivel freático).

4.3.2 Elementos de atado.

Los elementos de cimentación que transmitan al terreno cargas verticales estarán enlazados con los elementos contiguos en dos direcciones mediante dispositivos de atado situados a nivel de las zapatas, capaces de resistir un esfuerzo axial, tanto de tracción como de compresión, igual a la carga sísmica horizontal transmitida en cada apoyo.

Cuando $a_c < 0.16g$ podrá considerarse que la solera de hormigón constituye el elemento de atado, siempre que se sitúe a nivel de las zapatas o apoyada en su cara superior, sea continua alrededor del pilar en todas las direcciones, tenga un espesor no menos de 15 cm ni de 1/50 de la luz entre pilares y sea capaz de resistir el esfuerzo prescrito en el primer párrafo de este apartado.

4.3.3 Reglas específicas para cimentaciones de pilotes.

No es el caso.

4.4. DE LAS ESTRUCTURAS DE MUROS DE FABRICA.

No es el caso.

4.5. DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.

4.5.1. Criterios generales.

Se supone que:

- Las secciones extremas de las vigas se plastifican antes que las del soporte, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad de cualquier sollicitación de todo soporte es siempre superior al de cualquier sollicitación de toda viga con la que concurre en un nudo.
- Las secciones extremas de vigas y soportes se agotan antes que se produzca el agotamiento del encuentro, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad ante el agotamiento de cualquier biela o anclaje en todo el nudo es ligeramente superior al de cualquier sollicitación de las secciones de vigas o soportes que acometen a él.
- Se alcanza la cedencia a flexión en el acero de la armadura longitudinal antes que el agotamiento de la sección por cortante, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad a cortante en toda sección es superior al de la misma sección a momento flector. Las piezas cortas, tales como enanos, conviene comprobarlas para el cortante que resulte de considerar en las secciones extremas momentos iguales a la capacidad resistente a flexión que posean y con signo opuesto.
- Las comprobaciones a realizar incluirán las de las piezas y las de los nudos. Se comprobará la biela en la diagonal del nudo entre el soporte y la viga de hormigón.

4.5.2. Vigas de hormigón.

4.5.2.1. Reglas generales para vigas.

La estructura se considera en el cálculo de ductilidad baja ($\mu = 2$), por lo que no se consideran los beneficios que indican la norma para la ductilidad alta aunque en el diseño de los elementos se tomen en consideración, siendo:

4.5.2.2. Condiciones particulares de la armadura superior.

En general, con soportes de hormigón, la armadura superior de los nudos extremos de vigas que sea necesaria por sollicitación sísmica debe disponerse en su totalidad dentro del soporte, contando su anclaje desde el comienzo del área pinzada por las bielas de soporte y nudo. El efecto favorable del pinzado entre bielas podrá medirse como una pérdida de tracción por unidad de longitud igual a la tensión de compresión vertical garantizada en dicha zona multiplicada por el diámetro de la armadura. La solución del anclaje de la armadura superior por continuidad tras el soporte, en lazo alrededor de su fuste, está limitada a una tracción total, entre ambas ramas del lazo, no superior a la compresión vertical garantizada de su interior.

Si en el borde se disponen vigas transversales de canto, la armadura superior podrá disponerse a los lados del soporte en una banda de amplitud no superior a medio canto de la viga, contando su

anclaje a partir del punto en que se disponga armadura ortogonal, o del quiebro, o de la soldadura del elemento al que se engarza.

Si el soporte es metálico, con fuste pasante a través del forjado, debe comprobarse además que el elemento de engarce de las armaduras, o, en caso de lazo, el propio fuste, permite equilibrar el momento entre ambas piezas. En cualquier caso, debe excluirse la posibilidad de confiar dicho equilibrio a torsiones en el hormigón.

En los nudos extremos de la última planta, sin compresión superior, puede omitirse la comprobación de anclaje cuando la armadura es continua con la del soporte y posee una tracción similar. Si se disponen

armaduras independientes para ambas piezas, la longitud de solapo será la de anclaje, con la reducción, en su caso, del efecto de patilla o armadura soldada transversal.

La armadura superior de continuidad en un nudo interior, que sea necesaria por solicitud sismica, puede disponerse en una banda de ancho igual al del soporte más medio canto de la viga a cada lado de él, siempre que, en una banda perpendicular del mismo ancho, exista armadura ortogonal que posea una sección de al menos una cuarta parte de la anterior. La armadura que pase dentro del soporte podrá contar con el efecto de pinzamiento de la compresión garantizada en los términos descritos anteriormente. La que pase por el exterior del soporte deberá dotarse de toda su longitud de anclaje teórica, en prolongación recta.

4.5.2.3. Condiciones particulares de la armadura inferior.

Para tener en cuenta la colaboración a compresión de la armadura inferior de la viga, debe confirmarse que desarrolla suficiente longitud para la compresión que se le atribuye, tras los haces de la cara inferior del soporte, pudiendo contar con la mejora que permite el doblado en patilla.

Si dicha armadura nunca está traccionada, ni se tiene en cuenta a compresión, bastará comprobar que, desde el punto de tracción nula de la viga, se prolonga lo suficiente para anclarse y que, en cualquier caso, penetra al menos $10 \varnothing$ tras la cara interior del soporte.

En un nudo interior, si la armadura penetra en el soporte, puede rematarse en patilla; si el forjado es plano, se puede suponer que la compresión se descarga por punta en la zona que se encuentra comprimida en todas las direcciones.

En un nudo interior, para tener en cuenta a compresión las armaduras dispuestas por fuera del soporte, estas deberán solaparse la correspondiente longitud de anclaje.

4.5.2.4. Condiciones particulares para estribos.

En un nudo extremo de viga plana, sólo se podrán tener en cuenta para resistir la solicitud sismica las ramas verticales de los estribos existentes en la zona definida en la figura 4.13.

Cuando la viga es plana, sobre todo si el soportes de sección alargada en la dirección de la viga, conviene que el estribado de esta atraviese el nudo, disponiendo ramas en las proximidades de las caras laterales del soporte.

4.5.2.5. Condiciones particulares en caso de inversión de momentos.

Se dice que hay inversión de momentos cuando, debido a la acción horizontal del sismo, el momento en el extremo de la viga cambia de signo y pasa a traccionar la fibra inferior.

Si hay inversión en un nudo extremo, para la armadura inferior rigen las mismas reglas que las indicadas en el epígrafe anterior para la superior.

Si se produce inversión en un nudo interior, ese encuentro, a los efectos de disposición de armaduras inferior y superior y de los estribos, se comporta como dos nudos extremos adosados, salvo por lo que respecta al anclaje de la armadura de las vigas, que en todo caso se resolverá por prolongación recta a partir de la cara opuesta del soporte.

En el caso particular de soportes metálicos, cuando se produce inversión en un nudo extremo, es preciso contar con dispositivos de engarce de armaduras, tanto superior como inferior.

Cuando la inversión afecta al nudo extremo de la última planta, hay que disponer una armadura específica en la diagonal del nudo, o bien anclar las armaduras de viga y soporte para dar cuenta de una biela comprimida en la diagonal opuesta.

Si la inversión de momentos es muy fuerte puede producirse, además, inversión de reacción en la viga; si el soporte es metálico, habrá que alterar en ese caso el diseño del dispositivo de engarce para que permita recoger carga en los dos sentidos.

4.5.3 Soportes.

4.5.3.1. Reglas generales de soportes.

Al ser la aceleración sísmica de cálculo, a_c , inferior a 0.12 g, se deberán cumplir las reglas particulares que se detallan a continuación.

4.5.3.2. Condiciones particulares del nudo de arranque.

En la base de arranque de los soportes deben disponerse armaduras de espera para transferir correctamente las solicitaciones del fuste al elemento inferior, pozo, zapata, muro, pilote, viga, losa o, en su caso, encepado de grupo de pilotes.

Debido al carácter alternativo de la acción sísmica, las tensiones de los bordes del soporte cambian cíclicamente, oscilando de la compresión máxima a una menor que ella. Si la acción sísmica consigue provocar la aparición de tracciones es imprescindible confiar la tracción al solape entre las armaduras del soporte y las de espera, dando a estas últimas la longitud de entrega acorde con ello y comprobando que puedan vincular suficiente peso para equilibrar la tracción.

Si el elemento de arranque donde se introduce la espera es una zapata, viga, losa, pozo o pilote de sección muy superior a la del pilar, la armadura puede rematarse en patilla, siendo recomendable disponerla hacia fuera si su tensión predominante es de compresión. La parte solapada con el fuste del soporte debe disponerse necesariamente en prolongación recta.

Si el elemento de arranque es un muro o viga, las armaduras de espera dispuestas dentro de ese elemento deben dotarse al menos de estribos transversales a las caras de dicho elemento.

4.5.3.3. Condiciones particulares en nudos intermedios.

En general, la armadura de cada fuste se prolonga en el superior. Como en el caso del arranque, si la acción sísmica provoca la aparición de tracciones en un borde, la longitud de solape de ambos tramos debe permitir la transferencia de dicho esfuerzo, rematando el del inferior en prolongación recta.

En el caso de soporte extremo, para evitar el efecto de expulsión de la armadura comprimida del borde exterior, o el que reviente debido al efecto de transferencia de compresión de la armadura por punta, es recomendable, además de la fijación de la armadura del soporte a los estribos y a las esperas del fuste inferior, disponer la cara del forjado por fuera de los haces del soporte.

En el caso de soporte extremo, si la armadura de viga que produce el quebranto de la biela se dispone remetida respecto al soporte, este debe recalcularse tomando como sección efectiva la que resulta de prescindir de la zona situada por fuera de los haces de la misma.

En general, con vigas de descuelgue conviene que sean los estribos de soporte los que se dispongan dentro del nudo. En todo caso, los soportes extremos y esquina contarán al paso del nudo con estribos u horquillas, con cadencia no menor a la de cualquiera de los fustes que acometen a él, para producir confinamiento en la dirección perpendicular al borde o bordes libres.

Además de la comprobación de la biela oblicua de nudo, citada en el apartado 4.5.1, por lo que respecta a los soportes, debe comprobarse que su armadura tiene suficiente desarrollo y condiciones de adherencia para dar cuenta del cambio de tensión al paso por el encuentro con la viga, habida cuenta del aspecto dinámico, procedente del cambio cíclico del signo y dirección de la tensión, que los modelos clásicos no tienen expresamente en cuenta.

4.5.3.4. Condiciones particulares del nudo superior.

En nudos interiores, si ambos bordes del soporte se encuentran comprimidos, en todas las hipótesis de carga consideradas en el cálculo, podrá acudir a la solución de patilla, siempre que esta sea hacia el exterior del soporte y a prudente distancia de la cara superior del forjado.

Si, en algún caso de carga, se alcanzan tracciones en uno de los bordes, --y, eso sucede por acción sísmica, lo será alternativamente en ambos--, resulta preferible conseguir la longitud de anclaje para dicha tracción por doblado hacia dentro y solape con la armadura superior de la planta.

Si la acción sísmica produce inversión de momentos en un nudo superior, debe comprobarse tanto la solución como la longitud de anclaje, y, en particular. La capacidad resistente de la biela que resulta, así como las variantes en la disposición de estribos que el nudo demanda para ello.

4.5.4 Forjados.

Los puntos en que un forjado unidireccional, bidireccional o losa, acomete perpendicularmente a un soportes extremo, deben tratarse como un nudo extremo de pórtico, siendo de aplicación las consideraciones ya señaladas para este caso en el apartado de vigas.

En particular, las armaduras superiores dispuestas para soportar el momento debido a la acción sísmica en dirección perpendicular el borde de forjado, deberán disponerse en su totalidad sobre nervios o sobre macizados diseñados al efecto.

Los nudos interiores de soporte y losa, soporte y forjado reticular, o de soporte y paño de forjado unidireccional deben considerarse como nudos interiores de un pórtico, siéndoles de aplicación las consideraciones expuestas para ese caso en el apartado de las vigas.

Si se produce inversión de momentos en la dirección de viguetas prefabricadas, se dispondrán bastones para garantizar el enlace a tracción inferior de los nervios a las vigas en un ancho de al menos $L/4$ a cada lado del soporte, siendo L la luz del tramo.

4.5.6 Elementos prefabricados.

Las estructuras resueltas con piezas que son exclusivamente elementos prefabricados lineales o superficiales, cualquiera que sea el material, se considerarán, en general, como estructuras sin ductilidad, salvo si las uniones están proyectadas especialmente para suministrar rigidez y ductilidad al encuentro.

Para considerar algún grado de ductilidad en las estructuras de pisos debe garantizarse la ductilidad de los nudos, según los artículos anteriores. Para ello las zonas más próximas a los

extremos de cada elemento estructural estarán armadas y zunchadas y la superficie de contacto entre el elemento prefabricado y el hormigón dispuesto en obra presentará suficiente rugosidad y estará cosida con armadura a uno y otro lado de dicha superficie.

En el caso de edificios de una planta, para considerar ductilidad $\mu > 1$, debe garantizarse que todos los pilares estén empotrados dúctilmente en la base.

4.6. DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO.

4.6.1. Criterios generales.

El proyecto de las estructuras metálicas ante acciones sísmicas se puede plantear en el rango lineal, sin hacer uso de ningún mecanismo plástico de disipación, o en el rango no lineal. En el primer caso la estructura se considerará sin ductilidad y en el cálculo se asignará valor unidad al coeficiente μ . En el segundo, la estructura se considerará, para cada una de las direcciones en que se compruebe, de ductilidad alta, media o baja en función del sistema resistente (apartado 3.7.3.1) y de los detalles y materiales según se indica en los apartados que siguen.

Cuando en el proyecto de la estructura se utilicen valores de ductilidad iguales o superiores a 2 serán de obligado cumplimiento todos los requisitos relativos al material y a la sección exigidos por la normativa de proyecto de estructuras metálicas en el caso de utilizar el cálculo plástico.

4.6.2. Materiales.

En el pliego de condiciones técnicas y en los planos del proyecto se especificará la calidad del acero a emplear y se indicará explícitamente la necesidad de comprobar la estructura ante cualquier modificación, incluso cuando esta implique la sustitución por aceros de mayor límite elástico o por piezas de mayor capacidad.

Si en el proyecto de la estructura se ha utilizado un valor alto o muy alto de ductilidad ($\mu = 3$ ó 4), en la especificación de los materiales a emplear en los sistemas resistentes a cargas de sismo se acotará el valor del límite elástico del acero, que no superará en más de un 10 % el nominal.

En el mismo sentido, en el pliego de condiciones técnicas se indicará igualmente la necesidad de comprobar la estructura ante cualquier modificación en las dimensiones de las barras, incluso cuando esta implique la sustitución por barras de mayor capacidad.

4.6.3. Uniones.

En los planos de proyecto se incluirán detalles específicos de las uniones, indicando la situación, dimensiones y calidades de los medios de unión (tornillos, pasadores, cordones de soldadura), de los cortes, rebajes, groetas en secciones extremas de barras y la posible necesidad de medios auxiliares (chapas de derrame, respaldos, arandelas deformables, etc..). En la memoria de cálculo se declarará explícitamente el tipo de unión, tanto en lo que se refiere a su resistencia (total o parcial) como a su rigidez (rígida, semirrígida o articulada).

Cuando en el proyecto de la estructura se utilicen valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ iguales o superiores a 2, las uniones se proyectarán como de resistencia total, asumiendo una sobrerresistencia de 1.2 (la capacidad de la unión será, como mínimo, 1.2 veces la de las barras unidas).

Cuando en el proyecto de la estructura se utilicen valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ superiores a 2, no se admitirán soldaduras de penetración parcial entre elementos críticos pertenecientes al esquema resistente a sismo. Las uniones atornilladas se proyectarán, en este caso, en forma tal que el fallo no se produzca por rotura de tornillos.

4.6.4. Estructura de pórticos.

Si la estructura resistente está formada por pórticos de nudos rígidos, para poder considerarla como de ductilidad alta o muy alta, debe cumplir las siguientes condiciones:

- Las secciones extremas de las vigas plastifiquen antes que la del soporte.
- Las secciones extremas de vigas y soportes plastifiquen antes de que se produzca la rotura del nudo.

En el caso de considerar ductilidad muy alta se definirá y comprobará el mecanismo de fallo. Los ejes de las barras que forman el pórtico se situarán en el mismo plano común.

En los nudos se cuidará especialmente la continuidad de toda chapa traccionada y la garantía de no abolladura de la comprimida.

4.6.5. Triangulaciones y arriostramientos.

Las triangulaciones completas (los ejes de las barras coinciden en un punto), en las que la disipación se produce por alargamiento de la barra traccionada (cruces de San Andrés), se considerarán de ductilidad alta. Si en el cálculo se incluye la colaboración de la barra comprimida, no se considerará, en general, ductilidad alguna.

Las triangulaciones incompletas (los ejes de las diagonales no van a los nudos viga-pilar), en las que la disipación se produce por formación de rótulas en las zonas previstas, se considerarán ductilidad muy alta.

Se cuidará especialmente la simetría de la sección de los elementos de arriostramiento, así como la de uniones extremas.

4.7. DE OTROS ELEMENTOS DE LA CONSTRUCCIÓN.

4.7.1. Consideraciones generales.

Uno de los objetivos de la Norma – de acuerdo con su finalidad, establecida en el apartado 1.1 – es una reducción sustancial de las usualmente cuantiosas pérdidas físicas y económicas, y sobre todo de las víctimas, especialmente las que genera el daño a elementos no estructurales.

Los valores de cálculo y el diseño sismorresistente – en especial los preceptos de todo el apartado 4.7 – deben asegurar que terremotos pequeños, de período de retorno del mismo orden que la vida de la construcción, no ocasionen daños significativos a los elementos no estructurales.

4.7.2. Cerramientos, particiones y otros.

Todos los paños, particiones interiores, falsos techos y otros elementos singulares, como por ejemplo paneles de fachada, etc., se enlazarán a los elementos estructurales para evitar el desprendimiento de las piezas durante las sacudidas sísmicas, especialmente si se ha supuesto que la ductilidad de la construcción es alta o muy alta.

Al cumplirse $0.16 g > a_c \geq 0.08 g$, los paños de cerramiento o paredes de partición que superen los 5 m de longitud o los 20 m² de superficie se subdividirán enlazándolos a elementos secundarios intermedios.

Los paños de cerramiento realizados con elementos prefabricados de gran formato, y estos no hayan sido considerados en el modelo de la estructura, deberá adoptarse para la construcción y cálculo de dichos elementos un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu=1$. Las uniones deben permitir, sin rotura, los desplazamientos obtenidos en el cálculo. En este caso, por su trascendencia, deberán diseñarse cuidadosamente los anclajes.

4.7.3. Antepechos, parapetos, chimeneas y cercas.

Los antepechos, parapetos y chimeneas con el borde superior libre se enlazarán a la estructura para garantizar su estabilidad, calculándose con la acción sísmica correspondiente a la planta donde están ubicados, considerando, salvo justificación especial, $\mu=1$. Las cercas se tratarán de la misma forma anclándolas a su cimentación.

4.7.4. Vías de evacuación.

Las vías de evacuación deben cumplir lo dispuesto en la Norma de Condiciones de Protección Contra Incendios de los Edificios vigente, y en ellas no deben colocarse elementos que puedan desprenderse fácilmente en caso de terremoto.

4.7.5. Carpinterías exteriores.

En construcciones de gran altura con grandes superficies acristaladas, deberán dimensionarse la altura de galce, los calzos y las juntas del acristalado de las ventanas con capacidad para absorber los movimientos que se produzcan en la carpintería por las oscilaciones de la construcción.

4.7.6. Revestimientos y aplacados.

En zonas de tránsito, la fijación de los revestimientos y el anclaje de los aplacados u otros elementos de fachada se realizará con materiales de alta durabilidad y mediante técnicas apropiadas para evitar el desprendimiento de piezas en caso de sismo.

4.7.7. Instalaciones y acometidas.

Las acometidas de las instalaciones, sobre todo de gas, electricidad, abastecimiento y saneamiento, deberán realizarse de forma que permitan los movimientos diferenciales previsibles en su punto de entronque con la construcción y se les dotará de dispositivos para absorber las deformaciones a través de todo tipo de juntas. En el caso de gas dispondrán además de válvulas de control de exceso de caudal en los contadores.

NOTA: Se tendrán en cuenta todas las figuras explicativas aparecidas en la Norma.

ANEXO 4.1.- CUMPLIMIENTO ANEJO 12 EHE. REQUISITOS ESPECIALES RECOMENDADOS PARA ESTRUCTURAS SOMETIDAS A ACCIONES SÍSMICAS.

1.- ALCANCE.

En este Anejo se describen los requisitos especiales que se han tenido en cuenta en el cálculo de la estructura ya que se trata de estructura de hormigón estructural sometida a acciones sísmicas. Estos requisitos son complementarios a las disposiciones establecidas en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-02.

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

En este proyecto al ser la aceleración sísmica de cálculo baja se considera en el cálculo una ductilidad baja $\mu = 2$.

2.- BASES DE PROYECTO.

Las bases de proyecto para estructuras sometidas a acciones sísmicas son las que se establecen en el Título 1º, Bases de proyecto, de la instrucción EHE. 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.

3.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

La NCSR-02 establece diferentes métodos de análisis de los efectos de la acción sísmica sobre una estructura, cumpliéndose en este proyecto las estrictas limitaciones geométricas o de forma para que se pueda utilizar el Método Simplificado.

4.- MATERIALES.

Los aceros de armaduras pasivas recomendados para garantizar un comportamiento de ductilidad elevada son los que cumplen las siguientes condiciones:

$$1.2 \leq f_s/f_y \leq 1.35$$

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} \geq 9\%$$

Un tipo de acero que cumple las condiciones de ductilidad exigidas es el acero soldable con características especiales de ductilidad B 400 SD, aunque en este proyecto se utiliza acero B 500 S.

5.- ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

5.1 Generalidades.

En lo que se 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, que se tendrán en cuenta en el cálculo de la estructura.

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 las 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 las 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.

5.2 Vigas.

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

- El esfuerzo axial de compresión de cálculo reducido, debido a la situación sísmica, cumplirá:
 $N_d/A_c.f_{cd} \leq 0.10$
- 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.
- El ancho de la viga no será inferior a 250 mm ni superior al ancho del apoyo o pilar que la recibe más 0.75 del canto de la viga.

En relación con el anclaje y solapo 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 en 66.5.
- Los empalmes de la 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.

Para conseguir una estructura con un nivel de ductilidad muy alto las vigas cumplirán los siguientes requisitos, relativos a disposición de armaduras.

- Armadura longitudinal.
La armadura longitudinal estará constituida, al menos, por $4\phi 16$ dispuestos a lo largo de toda la longitud, dos en cada cara. En cualquier caso no se dispondrá, en un paramento traccionado, una cuantía geométrica superior al 2.5 %.
La capacidad resistente a flexión positiva en el apoyo no será inferior a la mitad de la capacidad resistente de esta sección a flexión negativa. Simplificadamente, esta condición se cumple si se dispone en los extremos de las vigas una armadura comprimida no inferior a la mitad de la traccionada. En cualquier caso, ninguna sección a lo largo de la viga tendrá una capacidad resistente a flexión positiva o negativa inferior al 25% de la capacidad resistente máxima a flexión negativa de los extremos.
- Armadura transversal.
La capacidad resistente a cortante de las secciones será, al menos, un 25% superior a la requerida por el cortante de cálculo para situación sísmica. En cuanto a la disposición de la armadura transversal se seguirán las siguientes indicaciones (figura A.12.1 de la Norma):
 - En las zonas extremas de la viga, en una longitud igual al menos a dos veces el canto desde la cara del apoyo hacia el interior del vano, se dispondrán cercos cerrados de diámetro mayor o igual que 6 mm y separados a distancias no mayores que la menor de las siguientes:
 - Un cuarto del cano de la viga.

- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal comprimida de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro utilizado para la armadura transversal.
- 150 mm.
- En las zonas centrales son de aplicación los requisitos generales establecidos por esta Instrucción.

5.3 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, cumple:
 $N_d/A_c \cdot f_{cd} \geq 0.10$

En relación con el anclaje y el solapo 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 en 66.5 de la EHE.
- Los empalmes de la 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.

Para conseguir una estructura con un nivel de ductilidad muy alto los soportes cumplirán los siguientes requisitos.

- La dimensión mínima no es inferior a 30 cm.
- Armadura longitudinal.
La armadura longitudinal estará constituida, al menos, por tres barras por cara y con una separación no superior a 150 mm. En cualquier caso no se dispondrá una cuantía geométrica total inferior al 1% ni superior al 6%.
- Armadura transversal.
La capacidad resistente a cortante de las secciones será, al menos, un 25% superior a la requerida por el cortante de cálculo para la situación sísmica.

En cuanto a la disposición de la armadura transversal se seguirán las siguientes indicaciones (figura A.12.3 de la Norma):

- En las zonas extremas del pilar, en una longitud igual al menos al doble de la menor dimensión o la sexta parte de la longitud libre del soporte, se dispondrán cercos cerrados de diámetro mayor o igual que 6 mm y separados a distancias no mayores que la menor de las siguientes:
 - Un cuarto de la menor dimensión del soporte.
 - 6 veces el diámetro de la barra longitudinal comprimida de menor diámetro.
 - 100 mm.

En ningún caso, en esta zona, se dispondrá una cuantía mecánica volumétrica de armadura menor que

$$\omega_w = W_{sc} \cdot f_{yd} / W_c \cdot f_{cd} > 0.12$$

donde:

- ω_w Cuantía mecánica volumétrica de confinamiento. (figura 40.3.4.a de la Norma).
- W_{sc} Volumen de horquillas y estribos de confinamiento.
- W_c Volumen de hormigón confinado.

La armadura definida para estas zonas extremas se prolongará dentro del nudo.

- En las zonas centrales son de aplicación los requisitos generales establecidos por esta Instrucción.

5.4 Nudos.

Para la comprobación de las condiciones de los nudos se procederá 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 de la EHE.

5.5 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 del ascensor es $200\text{mm} > 150\text{ mm}$.
- Las condiciones de rigidez y, por tanto, las dimensiones, no variarán a lo largo de la altura.
- En el caso de que se presenten huecos, estos estarán alineados verticalmente.

En relación con el anclaje y solapo 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 en 65.5 de la EHE.

5.6 Diafragmas horizontales.

Los diafragmas horizontales están constituidos por losas de hormigón o la capa de compresión de los forjados unidireccionales al ser su espesor sea mayor o igual que 50 mm, disponer de una armadura de reparto y garantizar una adecuada vinculación con los elementos perimetrales (vigas o zunchos).