



Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

Con comentarios de la Subcomisión
Permanente de Normas Sismorresistentes



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

serie normativas

Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

Con comentarios de la Subcomisión
Permanente de Normas Sismorresistentes

NCSE-02



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

SECRETARÍA GENERAL
DE RELACIONES INSTITUCIONALES
Y COORDINACIÓN

DIRECCIÓN GENERAL
DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO
NACIONAL

2009

Catálogo general de publicaciones oficiales:
<http://www.060.es>

Tienda virtual de publicaciones del Ministerio de Fomento:
www.fomento.es

Edita: Centro de Publicaciones
Secretaría General Técnica
Ministerio de Fomento ©

NIPO: En tramitación

REAL DECRETO 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

La Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, órgano colegiado de carácter interministerial, creada por Decreto 3209/1974, de 30 de agosto, adscrita al Ministerio de Fomento y radicada en la Dirección General del Instituto Geográfico Nacional, de acuerdo a lo establecido en el Real Decreto 1475/2000, de 4 de agosto, por el que se desarrolla la estructura orgánica básica del Ministerio de Fomento, ha elaborado una propuesta de nueva Norma que sustituya a la «Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-94)», aprobada por Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre.

En la nueva Norma, adecuada al estado actual del conocimiento sobre sismología e ingeniería sísmica, se establecen las condiciones técnicas que han de cumplir las estructuras de edificación, a fin de que su comportamiento, ante fenómenos sísmicos, evite consecuencias graves para la salud y seguridad de las personas, evite pérdidas económicas y propicie la conservación de servicios básicos para la sociedad en casos de terremotos de intensidad elevada.

En su virtud, a iniciativa de la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, cumplidos los trámites establecidos en la Ley 50/1997, de 27 de noviembre, del Gobierno, y en el Real Decreto 1337/1999, de 31 de julio, por el que se regula la remisión de información en materia de normas y reglamentaciones técnicas y reglamentos relativos a los servicios de la sociedad de la información, y en la Directiva 98/34/CE, de 22 de junio, modificada por la Directiva 98/48/CE, de 20 de agosto, ambas del Parlamento Europeo y del Consejo, a propuesta del Ministro de Fomento y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día 27 de septiembre de 2002.

DISPONGO:

Artículo 1. Aprobación de la «Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)».

Se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02), que figura como anexo a este Real Decreto.

Artículo 2. Ámbito de aplicación.

El ámbito de aplicación de la norma se extiende a todos los proyectos y obras de construcción relativos a edificación, y, en lo que corresponda, a los demás tipos de construcciones, en tanto no se aprueben para los mismos normas o disposiciones específicas con prescripciones de contenido sismorresistente.

Artículo 3. Aplicación a proyectos y obras.

Los proyectos iniciados con anterioridad a la entrada en vigor de este Real Decreto, así como las obras que se realicen en desarrollo de los mismos, y las que estuviesen en ejecución, se regirán por la Norma hasta ahora vigente.

Disposición transitoria única. Plazo de adaptación normativa.

Los proyectos y construcciones de nuevas edificaciones y otras obras podrán ajustarse, durante un periodo de dos años a partir de la entrada en vigor de este Real Decreto, al contenido de la Norma hasta ahora vigente o a la que se aprueba por este Real Decreto, salvo que la Administración Pública competente para la aprobación de los mismos acuerde la obligatoriedad de esta última.

Disposición derogatoria única. Cláusula derogatoria.

Queda derogado el Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre, por el que se aprueba la «Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-94)».

Disposición final primera. Facultad de desarrollo.

Se faculta al Ministro de Fomento para dictar las disposiciones necesarias para el desarrollo y aplicación de lo dispuesto en este Real Decreto.

Disposición final segunda. Entrada en vigor.

Este Real Decreto entrará en vigor el día siguiente al de su publicación en el Boletín Oficial del Estado.

Dado en Madrid a 27 de septiembre de 2002

JUAN CARLOS R.

El Ministro de Fomento
FRANCISCO ÁLVAREZ-CASCOS FERNÁNDEZ

ANEXO

ARTICULADO Y COMENTARIOS

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Objeto

La presente Norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 1.2.

La finalidad última de estos criterios es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros. El promotor podrá requerir prestaciones mayores que las exigidas en esta Norma, por ejemplo el mantenimiento de la funcionalidad de servicios esenciales.

La consecución de los objetivos de esta Norma está condicionada, por un lado, por los preceptos limitativos del uso del suelo dictados por las Administraciones Públicas competentes, así como por el cálculo y el diseño especificados en los capítulos siguientes, y por otro, por la realización de una ejecución y conservación adecuadas.

1.2. Aplicación de la Norma

1.2.1. Ámbito de aplicación

Esta Norma es de aplicación al proyecto, construcción y conservación de edificaciones de nueva planta. En los casos de reforma o rehabilitación se tendrá en cuenta esta Norma, a fin de que los niveles de seguridad de los elementos afectados sean superiores a los que poseían en su concepción original. Las obras de rehabilitación o reforma que impliquen modificaciones substanciales de la estructura (por ejemplo: vaciado de interior dejando sólo la fachada), son asimilables a todos los efectos a las de construcción de nueva planta.

Además, las prescripciones de índole general del apartado 1.2.4 serán de aplicación supletoria a otros tipos de construcciones, siempre que no existan otras normas o disposiciones específicas con prescripciones de contenido sismorresistente que les afecten.

El proyectista o director de obra podrá adoptar, bajo su responsabilidad, criterios distintos a los que se establecen en esta Norma, siempre que el nivel de seguridad y de servicio de la construcción no sea inferior al fijado por la Norma, debiéndolo reflejar en el proyecto.

1.2.2. Clasificación de las construcciones

A los efectos de esta Norma, de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, las construcciones se clasifican en:

1. De importancia moderada
Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.
2. De importancia normal
Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
3. De importancia especial
Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos, así como en reglamentaciones más específicas y, al menos, las siguientes construcciones:
 - Hospitales, centros o instalaciones sanitarias de cierta importancia.
 - Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.
 - Edificios para centros de organización y coordinación de funciones para casos de desastre.
 - Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y de ambulancias.
 - Las construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
 - Las estructuras pertenecientes a vías de comunicación tales como puentes, muros, etc. que estén clasificadas como de importancia especial en las normativas o disposiciones específicas de puentes de carretera y de ferrocarril.
 - Edificios e instalaciones vitales de los medios de transporte en las estaciones de ferrocarril, aeropuertos y puertos.
 - Edificios e instalaciones industriales incluidos en el ámbito de aplicación del Real Decreto 1254/1999, de 16 de julio, por el que se aprueban medidas de control de los riesgos inherentes a los accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas.
 - Las grandes construcciones de ingeniería civil como centrales nucleares o térmicas, grandes presas y aquellas presas que, en función del riesgo potencial que puede derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, estén clasificadas en las categorías A o B del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses vigente.
 - Las construcciones catalogadas como monumentos históricos o artísticos, o bien de interés cultural o similar, por los órganos competentes de las Administraciones Públicas.
 - Las construcciones destinadas a espectáculos públicos y las grandes superficies comerciales, en las que se prevea una ocupación masiva de personas.

1.2.3. Criterios de aplicación de la Norma

La aplicación de esta Norma es obligatoria en las construcciones recogidas en el artículo 1.2.1, excepto:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0,04g$, siendo g la aceleración de la gravedad.

- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b (art. 2.1) sea inferior a $0,08g$. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c , (art. 2.2) es igual o mayor de $0,08g$.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de $0,04g$ deberán tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables.

En los casos en que sea de aplicación esta Norma no se utilizarán estructuras de mampostería en seco, de adobe o de tapial en las edificaciones de importancia normal o especial.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de $0,08g$ e inferior a $0,12g$, las edificaciones de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, o similares, poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica básica es igual o superior a $0,12g$, un máximo de dos.

En los edificios en que ha de aplicarse, esta Norma requiere:

- Calcular la construcción para la acción sísmica definida en el capítulo 2, mediante los procedimientos descritos en el capítulo 3.
- Cumplir las reglas de proyecto y las prescripciones constructivas indicadas en el capítulo 4.

1.2.4. Prescripciones de índole general

Se consideran prescripciones de índole general las siguientes:

- Clasificación de las construcciones (Apartado 1.2.2).
- Criterios de aplicación de la Norma (Apartado 1.2.3).
- Cumplimiento de la Norma (Apartado 1.3).
- Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica (Apartado 2.1).
- Aceleración sísmica de cálculo (Apartado 2.2).

1.3. Cumplimiento de la Norma

1.3.1. Cumplimiento de la Norma en la fase de proyecto

En la Memoria de todo proyecto de obras se incluirá preceptivamente un apartado de «Acciones sísmicas», que será requisito necesario para el visado del proyecto por parte del colegio profesional correspondiente, así como para la expedición de la licencia municipal y demás autorizaciones y trámites por parte de las distintas Administraciones Públicas.

Cuando de acuerdo con el Artículo 1.2.3, sea de aplicación esta Norma, figurarán en el apartado de «Acciones sísmicas» los valores, hipótesis y conclusiones adoptadas en relación con dichas acciones y su incidencia en el proyecto, cálculo y disposición de los elementos estructurales, constructivos y funcionales de la obra. Además, en los planos se harán constar los niveles de ductilidad para los que ha sido calculada la obra.

1.3.2. Cumplimiento de la Norma en la fase de construcción

Si el director de obra no estuviese conforme con el contenido del apartado de «Acciones sísmicas» dará cuenta a la Propiedad, y en su caso, propondrá la necesidad de realizar las modificaciones del proyecto que estime oportunas, las cuales se desarrollarán y, para su aprobación, se someterán al mismo procedimiento que siguió el proyecto original.

Además, en las obras importantes con retrasos o paradas muy prolongadas, el director de obra debe tener en cuenta las acciones sísmicas que se puedan presentar y que, en caso de destrucción o daño por sismo, pudieran dar lugar a consecuencias graves.

El director de obra comprobará que las prescripciones y los detalles estructurales mostrados en los planos satisfacen los niveles de ductilidad especificados y que se respetan durante la ejecución de la obra.

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 E.M.S.) en el que se analicen las consecuencias del sismo sobre dicha construcción y el tipo de medidas que, en su caso, proceda adoptar.

La responsabilidad de la confección de este informe recaerá en el técnico encargado de la conservación, o bien, en caso de no existir éste, en la propiedad o entidad explotadora, que deberá requerir la elaboración del citado informe a un profesional competente.

Comentarios

C.1.1. Objeto

La presente Norma es una modificación y actualización de la NCSE-94 establecida por el Real Decreto 2543/1994 de 29 de diciembre, que sustituyó a la PDS-1 (1974), cuyos antecedentes fueron la Norma PGS-1 (1968) y las partes correspondientes de la MV-101 (1962) del Ministerio de la Vivienda y de la Instrucción para Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas del Ministerio de Obras Públicas (1967).

Para evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros, esta Norma proporciona unos criterios y recomendaciones, de modo que la aplicación de los mismos al diseño dote a las estructuras de suficiente sismorresistencia para que las construcciones no sufran daños relevantes ante sacudidas sísmicas pequeñas, puedan resistir sin daños estructurales ante movimientos sísmicos moderados y puedan evitar el colapso ante las sacudidas más fuertes previsibles —con una probabilidad razonable—, aunque con posibles daños.

La Norma pretende, por tanto, evitar el colapso de las construcciones ante los mayores sismos previsibles y limitar los daños estructurales graves ante sismos de menor tamaño, que tengan una probabilidad apreciable de ocurrir durante la vida útil de la obra. Consecuentemente es posible la ocurrencia de terremotos que, aún aplicando la Norma, puedan ocasionar alguna víctima o daños estructurales muy importantes, que obliguen incluso a la demolición posterior de la estructura.

Las Administraciones Públicas y los Organismos competentes deberían complementar los criterios de esta Norma, a partir de la información sísmológica, geológica y geotécnica, con preceptos sobre el uso del suelo y con reglamentaciones específicas urbanísticas, de instalaciones urbanas y de construcción.

C.1.2. Aplicación de la Norma

C.1.2.1. *Ámbito de aplicación*

Para casos de reforma o rehabilitación, lo que se prescribe en el articulado no obsta —sino al contrario— para que el propietario o promotor pueda planificar el cumplimiento de la Norma en todos sus aspectos. Cuando las reformas supongan cambios sustanciales, y sobre todo cuando estos afecten a la

estructura, habrán de aplicarse criterios sismorresistentes de modo que el nivel de seguridad de la construcción no sea inferior al fijado por la Norma.

C.1.2.2. *Clasificación de las construcciones*

Corresponde al proyectista —o en su caso al promotor— determinar el uso previsible a lo largo de la vida útil de la construcción, con objeto de clasificarla en el grupo que corresponda de acuerdo con el articulado.

Los edificios destinados a viviendas se clasifican en general como construcciones de importancia normal pero pueden en algunos casos ser de importancia especial, por ejemplo cuando su destrucción puede dar lugar a daños catastróficos o cuando una parte del edificio se destine a usos correspondientes a los considerados en las construcciones de importancia especial.

C.1.2.3. *Criterios de aplicación de la Norma*

El proyectista —o en su caso el promotor— puede decidir la aplicación de la Norma a una construcción de importancia moderada cuando el valor económico de la misma lo aconseje.

Se considera que si la aceleración sísmica básica es inferior a la indicada en el articulado para cada tipo de construcción no se generan solicitaciones peores que en las demás hipótesis de carga, dada la diferencia de coeficientes de seguridad y de acciones simultáneas que deben considerarse con el sismo. Además es posible que, en algunos casos en los que se prescribe la aplicación de la Norma, las solicitaciones del caso sísmico no afecten al dimensionado de los elementos estructurales. Sin embargo, se estima que a partir de los valores indicados resulta procedente la aplicación de las reglas constructivas del capítulo 4 de esta Norma.

La existencia de una capa superior armada, monolítica y enlazada a la estructura en la totalidad de la superficie de cada planta permite considerar a los pórticos como bien arriostrados entre sí en todas las direcciones.

En las edificaciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones, situadas en zonas con una aceleración sísmica básica a_b inferior a 0,08g, el proyectista —o en su caso el promotor— puede decidir la aplicación de la Norma, sobre todo en el caso de edificios altos situa-

dos en terrenos blandos o muy blandos, ya que en estos casos es oportuno seguir las prescripciones de la Norma, especialmente las correspondientes a la cimentación.

La prohibición de estructuras de mampostería en seco, de tapial o de adobe, para edificaciones de importancia normal o especial, cuando la aceleración sísmica básica es igual o superior a 0,04g, se debe a la alta vulnerabilidad de estas construcciones, como ha podido comprobarse en un gran número de terremotos, lo que impide ofrecer las debidas garantías de seguridad y ello llevaría a incumplir la finalidad esencial de la Norma que es la de evitar la pérdida de vidas humanas.

La mayor imprecisión de los modelos de cálculo utilizados para las obras de fábrica y su fragilidad, aconsejan restringir con carácter general la altura de estas edificaciones en zonas de elevada sismicidad. Además, es conveniente confinar la fábrica con elementos horizontales y verticales.

Entre los efectos inestabilizadores del sismo en el terreno se encuentran los desplazamientos permanentes del terreno, los movimientos de ladera o de taludes, la licuación (o licuefacción) de suelos granulares flojos saturados, etc.

C.1.2.4. Prescripciones de índole general

Además de las prescripciones de índole general determinadas en el articulado, se puede adoptar, en general, el espectro de respuesta elástica definido en el Artículo 2.3. No obstante, para construcciones distintas de la edificación se podrán utilizar espectros de respuesta elástica diferentes, los cuales vendrán recogidos en normas o disposiciones específicas, o bien serán estudiados y justificados convenientemente.

C.1.3. Cumplimiento de la Norma

Se supone que el proyecto, construcción y conservación de la edificación se llevará a cabo por personal debidamente cualificado y experimentado, cumpliéndose además todas las disposiciones y requisitos prescritos en aquellas normas e instrucciones que por los materiales empleados y por el tipo, disposición estructural o destino de las obras les sean apli-

cables; disposiciones y requisitos a los cuales esta Norma complementa.

C.1.3.1. Cumplimiento de la Norma en la fase de proyecto

C.1.3.2. Cumplimiento de la Norma en la fase de construcción

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

Dado que a veces los desperfectos o los daños aparentemente de poca relevancia pueden ser el indicador de daños a elementos estructurales, es por lo que, cuando ocurra un terremoto de intensidad alta, han de inspeccionarse todas las construcciones dañadas o potencialmente dañadas, al menos las situadas en las zonas con intensidad igual o superior a VII (escala E.M.S.-98), y realizar un informe de cada construcción, dándose una mayor prioridad a las catalogadas como de importancia especial, ya que éstas son las más necesarias para la comunidad tras un desastre sísmico, seguidas de aquellas clasificadas de importancia normal.

El informe que se ha de realizar de cada construcción dañada o potencialmente dañada pretende que, tras hacerse un reconocimiento de las consecuencias del sismo sobre dicha construcción, se identifiquen los elementos y partes dañadas, así como el tipo y grado de dichos daños, y se haga una primera estimación sobre el grado de seguridad de la misma y el tipo de medidas preventivas que, en su caso, proceda adoptar. El objetivo es detectar las construcciones (sobre todo las de importancia especial y normal) con daños estructurales graves que pudieran colapsar como consecuencia de la ocurrencia de réplicas relevantes del sismo principal.

Por todo ello, las autoridades locales deberían cuidar que, en los casos mencionados y en el plazo más breve posible, sean reconocidas las construcciones que hayan podido sufrir desperfectos, estimando el grado de seguridad y de servicio de las instalaciones clave, así como el de las construcciones de importancia especial y normal.

La escala de intensidad E.M.S.-98 (Escala Macrosísmica Europea) es la versión actualizada de la escala MSK, citada en la norma NCSE-94.

CAPÍTULO II

INFORMACIÓN SÍSMICA

2.1. Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la figura 2.1. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad, g , la aceleración sísmica básica, a_b —un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno— y el coeficiente de contribución K , que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

La lista del anejo 1 detalla por municipios los valores de la aceleración sísmica básica iguales o superiores a $0,04g$, junto con los del coeficiente de contribución K .

2.2. Aceleración sísmica de cálculo

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como el producto:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde:

a_b Aceleración sísmica básica definida en 2.1.

ρ Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción. Toma los siguientes valores:

- construcciones de importancia normal $\rho = 1,0$.
- construcciones de importancia especial $\rho = 1,3$.

S Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

- Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$

$$S = \frac{C}{1,25}$$

- Para $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

— Para $0,4g \leq \rho \cdot a_b$

$$S = 1,0$$

siendo:

C Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4.

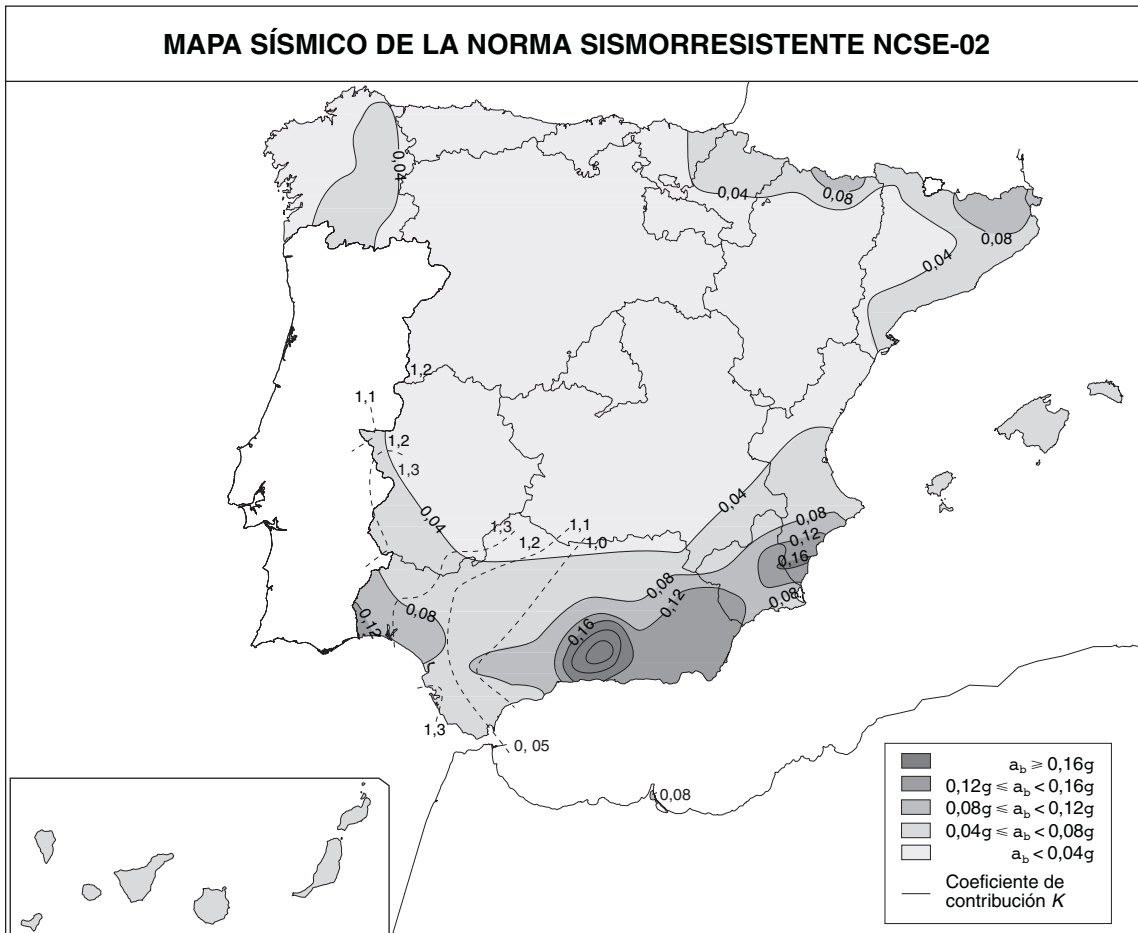


Figura 2.1 Mapa de Peligrosidad Sísmica

2.3. Espectro de respuesta elástica

Esta Norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno (figura 2.2), para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \text{Si } T < T_A & \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T/T_A \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \quad \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_B & \quad \alpha(T) = K \cdot C/T \end{aligned}$$

siendo:

- $\alpha(T)$ Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.
- T Período propio del oscilador en segundos.
- K Coeficiente de contribución, referido en 2.1.
- C Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4.

T_A, T_B Períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K \cdot C/10$$

$$T_B = K \cdot C/2,5$$

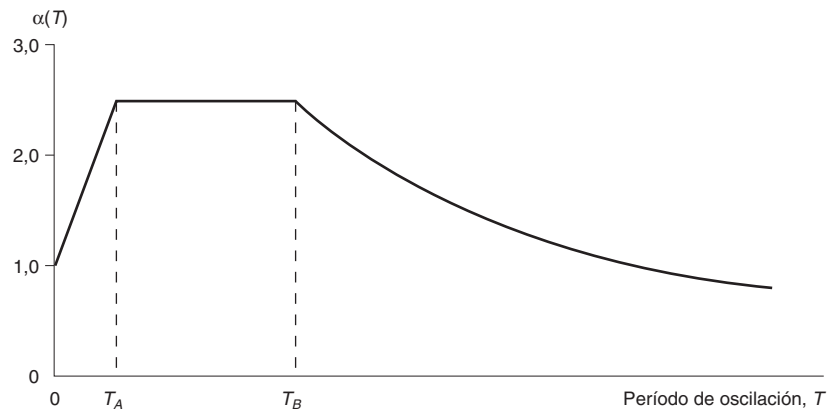


Figura 2.2. Espectro de respuesta elástica

Para algunas estructuras y modos de vibración con períodos superiores a 4 segundos, el proyectista podrá utilizar, siempre que lo justifique, valores espectrales menores de los dichos por las expresiones anteriores.

2.4. Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno

En esta Norma, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s.
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400$ m/s.
- Terreno 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, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200$ m/s.
- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200$ m/s.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente C indicado en la tabla 2.1.

TABLA 2.1.
Coeficientes del terreno

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Para obtener el valor del coeficiente C de cálculo se determinarán los espesores e_1, e_2, e_3 y e_4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

Se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en metros, mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

En los edificios con sótanos bajo el nivel general de la superficie del terreno, los espesores de las distintas capas para clasificar las condiciones de cimentación deben, normalmente, medirse a partir de la rasante.

En aquellos casos especiales en que resulte $C > 1,8$, el espectro de respuesta definido con las reglas anteriores puede no ser aplicable a las construcciones con período fundamental mayor de T_B . En este caso, para $T > T_B$ se tomará $\alpha(T) = 2,5$ a menos que se determine un espectro de respuesta específico del emplazamiento, cuyas ordenadas en ningún caso serán menores que las que se obtendrían con el procedimiento descrito en el apartado 2.3.

El coeficiente C no contempla el posible colapso del terreno bajo la estructura durante el terremoto debido a la inestabilidad del terreno como en el caso de arcillas sensibles, densificación de suelos, hundimiento de cavidades subterráneas, movimientos de ladera, etc. Especialmente habrá de analizarse la posibilidad de licuación (o licuefacción) de los suelos susceptibles a la misma.

2.5. Modificación del espectro de respuesta elástica en función del amortiguamiento

Para valores del amortiguamiento de la estructura diferentes del 5% del crítico, los valores de $\alpha(T)$ para períodos $T \geq T_A$ se multiplicarán por el factor

$$v = (5/\Omega)^{0,4}$$

donde Ω es el amortiguamiento de la estructura expresado como porcentaje del crítico.

Para períodos $T < T_A$, las ordenadas espectrales se interpolarán linealmente entre los valores correspondientes a $T = 0$ y $T = T_A$.

2.6. Espectro de respuesta elástica para movimientos verticales

Cuando sea preciso considerar movimientos verticales, se adoptará un espectro de respuesta elástica cuyas ordenadas espectrales sean el 70% de los valores correspondientes a las del espectro para movimientos horizontales definido en 2.3.

Comentarios

C.2.1. Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica

La aceleración sísmica básica tiene dimensiones de aceleración. Si se desea obtener su valor numérico en m/s^2 puede multiplicarse el valor que se deduce del mapa en unidades de g por 9,8, ya que se ha tomado $g = 9,8 m/s^2$.

El cálculo de la peligrosidad sísmica se ha realizado en términos de intensidad E.M.S., a partir de los datos actualizados existentes en el catálogo sísmico del Instituto Geográfico Nacional. Para determinar la aceleración horizontal característica a partir de la intensidad E.M.S. se ha empleado la correlación:

$$\log_{10} a = 0,30103I - 0,2321$$

donde a viene expresada en g als ($10^{-2} m/s^2$).

El procedimiento de cálculo de la aceleración sísmica básica a través de la intensidad conduce a valores «regionales» de la aceleración promedio para los diferentes tipos de sismicidad y condiciones locales involucrados en los datos de partida. Es posible que ciertos terremotos particulares o ciertas condiciones locales hubieran requerido correlaciones específicas para obtener la aceleración sísmica básica.

Los valores de la aceleración sísmica básica corresponden a un período de retorno aproximado de 500 años. El período de retorno, P_R , no es un tiempo físico de recurrencia, sino que corresponde a una interpretación desde el punto de vista probabilístico y se asocia a un fractil de probabilidad dado en la distribución de probabilidad de las aceleraciones potenciales máximas (anuales). Dicho valor corresponde en este caso a una probabilidad de excedencia anual del dos por mil ($1/P_R$) de que la aceleración sísmica potencial (anual) sea excedida.

La aceleración horizontal correspondiente a un período de retorno P_R , se puede obtener en cada punto del territorio, de forma aproximada, multiplicando por $(P_R/500)^{0,4}$ el valor que se deduce del mapa de la figura 2.1 para dicho emplazamiento.

C.2.2. Aceleración sísmica de cálculo

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , tiene —igual que la básica— dimensiones de aceleración.

El coeficiente ρ expresa —para el rango usual de probabilidades de superación de las acciones sísmicas a considerar en el proyecto sismorresistente— valores proporcionales a las aceleraciones resultantes del cálculo de la peligrosidad sísmica.

El coeficiente S tiene en cuenta la diferencia de la aceleración sísmica en superficie respecto a la de suelo duro, dependiendo de la existencia de capas de suelos blandos superficiales (Tabla C.2.1). Además, para aceleraciones bajas, la aceleración es generalmente mayor en la superficie de depósitos de suelos que en afloramientos de suelo duro o de roca (fenómeno de amplificación). Para aceleraciones altas (normalmente para $a_b \geq 0,4g$) esta tendencia no es clara e incluso se ha observado que se puede llegar a invertir, debido a comportamientos no lineales del suelo (fenómeno de desamplificación).

Las expresiones del articulado proponen que para una $\rho \cdot a_b \geq 0,1 g$, la aceleración sísmica en la superficie de los depósitos más blandos sea el doble que la aceleración en roca. Sin embargo, para una $\rho \cdot a_b \geq 0,4g$, se propone que la aceleración sísmica de cálculo sea igual en suelo que en roca. Para valores intermedios se interpola entre ambas.

Debido a que los valores de a_b se asocian a un terreno duro (aproximadamente tipo II), el coeficiente S produce una corrección en el producto $\rho \cdot a_b$, disminuyéndolo cuando el terreno es bueno y aumentándolo cuando es blando o muy blando.

TABLA C.2.1
Valores del coeficiente S

$\rho \cdot a_b$	$C = 1,0$	$C = 1,3$	$C = 1,6$	$C = 1,8$
$\leq 0,10 g$	0,80	1,04	1,28	1,44
0,15 g	0,83	1,03	1,23	1,37
0,20 g	0,87	1,03	1,19	1,29
0,25 g	0,90	1,02	1,14	1,22
0,30 g	0,93	1,01	1,09	1,15
0,35 g	0,97	1,01	1,05	1,07
$\geq 0,40 g$	1,00	1,00	1,00	1,00

C.2.3. Espectro de respuesta elástica

En esta Norma se define un espectro de respuesta de la aceleración absoluta en forma de un espectro normalizado de respuesta elástica, que pretende definir las características del movimiento sísmico en la superficie del terreno en campo libre. (La figura C.2.1 representa los espectros de respuesta elástica correspondientes a diferentes valores seleccionados de los coeficientes C y K .) Para el cálculo, este espectro normalizado se deberá escalar a la aceleración sísmica básica y modificar, en su caso, en función del amortiguamiento —para poder considerar estructuras con índices de amortiguamiento respecto al crítico distintos al 5%— y del comportamiento por ductilidad, para tener en cuenta la capacidad de la estructura para soportar deformaciones plásticas. El valor de la ordenada del espectro, $\alpha(T)$, representa el cociente entre la aceleración máxima absoluta de un oscilador elástico lineal (S_a) y la máxima aceleración del movimiento que se aplica en su base (a). Cuando la base del oscilador sufre un terremoto de aceleración máxima a , la respuesta del oscilador tiene una aceleración máxima $S_a = a \cdot \alpha(T)$, siendo $\alpha(T)$ una función del período propio del oscilador T . La consideración completa de todos los factores que

influyen en la forma y en las ordenadas del espectro de respuesta es muy compleja. En esta Norma se ha adoptado una formulación simplificada cuya precisión, en relación con los datos disponibles, se considera suficiente. El espectro se define en función del terreno de cimentación y de las características diferenciadoras de la sismicidad de la zona de Azores-Gibraltar, cuya influencia se introduce mediante los coeficientes C y K , respectivamente.

En el rango de períodos de interés, para las construcciones más usuales, el espectro de respuesta elástica puede dividirse en tres tramos característicos:

- El tramo correspondiente a períodos altos ($T > T_B$), definido por una velocidad espectral constante, cuyo valor, en función de la aceleración sísmica, a , de la superficie del terreno es:

$$S_{v,m} = 2,5a \cdot \frac{T_B}{2\pi}$$

- El tramo intermedio ($T_A \leq T \leq T_B$) definido por una aceleración espectral constante, fijada convencionalmente en 2,5 veces la aceleración de la superficie del terreno, o sea:

$$S_{v,m} = 2,5a$$

- El tramo correspondiente a períodos bajos ($T < T_A$), transición entre $S_a = a$ para $T = 0$ y $S_a = 2,5a$ para $T = T_A$.

Los coeficientes C y K afectan al tramo del espectro en el que la velocidad espectral es constante (períodos altos); los suelos blandos y la mayor distancia epicentral amplifican la velocidad espectral de este tramo y desplazan hacia períodos mayores el valor T_B en el que éste comienza.

El coeficiente K tiene en cuenta la distinta contribución de la sismicidad de la Península y áreas adyacentes, y de la más lejana, correspondiente a la zona Azores-Gibraltar, a la peligrosidad sísmica en cada punto del territorio nacional. Sus valores se han calculado admitiendo que para la misma aceleración a , el valor de $S_{v,m}$ para los terremotos provenientes de la región central de la zona de Azores-Gibraltar es 1,5 veces mayor que el resultante para los terremotos de las restantes zonas sismogénicas (continentales y marítimas colindantes).

Los valores de K están comprendidos entre 1,0 —en los puntos en los que prácticamente toda la contribución a la peligrosidad sísmica procede de terremotos continentales o de áreas marítimas adyacentes—, y 1,5, en los puntos en los que la contribución a la peligrosidad sísmica procediera totalmente de terremotos de la citada región de Azores-Gibraltar.

Los valores de K se han calculado de forma que la probabilidad de ocurrencia anual de la aceleración espectral (sin contar el efecto de suelo) sea idéntica en todos los puntos del territorio, independiente del tipo de terremoto predominante y del período que se considere. Los valores resultantes de K para el territorio español están comprendidos entre 1,0 y 1,3. El análisis de los espectros de numerosos terremotos

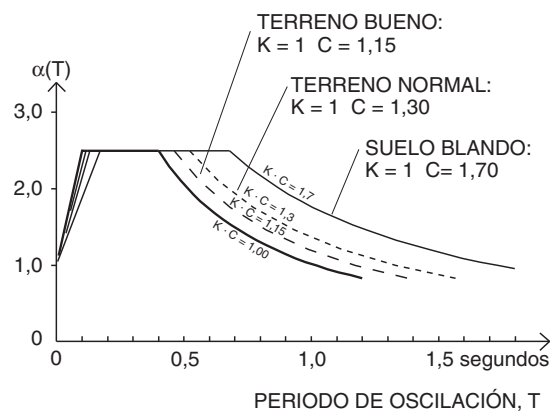


Figura C.2.1. Espectro de respuesta elástica para diferentes valores de C y K

tos reales ha puesto de manifiesto que para períodos altos, la velocidad espectral es menor que $S_{v,m}$, pudiendo considerarse en muchos casos, de forma simplificada, que el desplazamiento espectral es constante o, lo que es lo mismo, que la aceleración espectral es inversamente proporcional al cuadrado del período.

C.2.4. Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno

El terreno se caracteriza por un valor numérico, C, función de las características de las diferentes capas que lo componen.

Para la clasificación de las distintas capas del terreno, en el articulado se utiliza la velocidad de las ondas elásticas transversales, v_s .

Para la determinación de los espesores de cada capa y para su clasificación aproximada, cuando no se disponga de determinaciones específicas de v_s , pueden emplearse los procedimientos descritos en la NTE-CEG, *Cimentaciones: Estudios Geotécnicos*. En los terrenos granulares, los ensayos de penetración estáticos o dinámicos; en los terrenos cohesivos, la resistencia a compresión simple y en todos ellos, la velocidad de propagación de las ondas elásticas longitudinales.

En muchos casos no será necesario que los reconocimientos del terreno alcancen los 30 m de profundidad, siendo suficiente determinar los espesores de las capas superficiales y la profundidad del techo del terreno de tipo I. En general, resultará suficientemente seguro suponer que el terreno no alcanzado en el reconocimiento no será peor que el más profundo del que se tenga información. Usualmente, una vez alcanzado el terreno tipo I, no es esperable la aparición a mayor profundidad de capas de terreno de los otros tipos. El conocimiento de la geología de la zona o los resultados de otros reconocimientos próximos serán particularmente aclaratorios en este sentido.

En caso de duda, y sobre todo con datos insuficientes, deben adoptarse los valores que correspondan del lado de la seguridad.

Los terrenos tipo I suelen poseer como características: velocidad de las ondas elásticas longitudinales

mayor de 2.000 m/s, más de 50 golpes en el ensayo SPT normalizado al 60% de la energía de caída libre o una resistencia en punta del penetrómetro estático superior a 20 MPa (200 kp/cm²).

Los terrenos tipo II suelen poseer como características: velocidad de las ondas elásticas longitudinales mayor de 1.000 m/s, los granulares más de 40 golpes en ensayos SPT normalizado al 60% de la energía de caída libre o resistencia en punta del penetrómetro estático mayor de 15 MPa (150 kp/cm²). Los suelos cohesivos duros suelen tener resistencia a compresión simple superior a 500 kPa (5 kp/cm²). Los terrenos tipo III suelen poseer como características: los granulares más de 15 golpes en ensayos SPT normalizado al 60% de la energía de caída libre o resistencia en punta del penetrómetro estático mayor de 6 MPa (60 kp/cm²). Los suelos cohesivos de consistencia firme a muy firme suelen tener resistencia a compresión simple superior a 200 kPa (2 kp/cm²).

Toda capa de terreno no clasificable como I, II o III debe tomarse como IV.

El espectro de respuesta que se formula en el apartado 2.3 se considera suficientemente aproximado para las condiciones más usuales del terreno, siempre que las formaciones de suelo sean extensas en planta en relación con las dimensiones de la construcción. Sin embargo, pueden existir algunos casos especiales en los que la aplicación de este espectro no sea adecuada, por ejemplo cuando existan capas de arcilla muy blandas o rellenos artificiales no compactados o cuando el espesor del terreno tipo IV sea elevado. Normalmente los espectros representativos de estas situaciones tendrán mayores valores de S_a en los períodos próximos al período propio de la capa de terreno tipo IV. Por el contrario, determinados tipos de obras como algunas grandes construcciones de ingeniería civil, pueden requerir terrenos de cimentación de una «dureza superior» a la de los tipos establecidos en esta Norma, lo que posibilita también la adopción de otros espectros de respuesta elástica, que figurarán, en su caso, en las normas específicas correspondientes.

Para el análisis de licuación o licuefacción de los suelos susceptibles a la misma puede utilizarse el método detallado en C.4.3.1.

C.2.5. Modificación del espectro de respuesta elástica en función del amortiguamiento

Se entiende por amortiguamiento crítico el menor valor del amortiguamiento para el cual un oscilador lineal retorna —una vez desplazado— al punto de equilibrio sin sobrepasarlo y, por tanto, sin continuar la oscilación.

C.2.6. Espectro de respuesta elástica para movimientos verticales

El incremento de la carga vertical debido a la acción sísmica puede tener incidencia en elementos estructurales horizontales de gran luz, voladizos o vigas que soporten pilares. En el caso de elementos horizontales pretensados, una disminución de la carga vertical, originada por el sismo, podría llegar a dañarlos. En general, en edificios no es preciso tenerlo en cuenta.

CAPÍTULO III

CÁLCULO

3.1. Generalidades

El objeto del cálculo sismorresistente es verificar la seguridad de las construcciones ante las acciones sísmicas que puedan actuar sobre ellas durante su período de vida útil.

A tal efecto, la Norma proporciona los criterios para la determinación de:

- las masas del edificio a considerar en el 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.

En general, los métodos de cálculo que se indican en este capítulo se refieren a edificios.

3.2. Masas que intervienen en el cálculo

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 —siempre que éstas tengan un efecto desfavorable sobre la estructura— de valor:

- para sobrecargas de uso en viviendas, hoteles y residencias: 0,5
- para sobrecargas de uso en edificios públicos, oficinas y comercios: 0,6
- para sobrecargas de uso en locales de aglomeración y espectáculos: 0,6
- para sobrecarga de nieve, siempre que ésta permanezca más de 30 días al año: 0,5
- para sobrecargas de uso en almacenes, archivos, etc.: 1,0
- para sobrecarga de tabiquería: 1,0
- para piscinas o grandes depósitos de agua: 1,0

En las construcciones en que no coinciden el centro de masas y el de torsión, bien por irregularidad geométrica o mecánica, o bien por una distribución no uniforme de las masas, habrá que tener en cuenta el efecto de torsión que se produce.

En todas las construcciones, incluso en las que se prevea que coincidan el centro de masas y el de torsión, se deberá considerar siempre una excentricidad adicional de las masas ó 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 cálculo

Las que se indican en la *NBE-AE-88: Acciones en la Edificación*, o norma que en cada momento la sustituya.

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 de 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 últimos todas las acciones variables desfavorables y permanentes con coeficientes de mayoración iguales a la unidad, y las variables favorables con cero.

La construcción debe resistir 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 ortogonales 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 carga independientes.

En los edificios no exentos se calcularán también los desplazamientos horizontales debidos a la acción sísmica de cálculo, en las direcciones en que puedan producirse choques con las construcciones colindantes.

Podrá hacerse un estudio específico para considerar la interacción suelo-estructura sin que con ello pueda reducirse la acción sísmica más de un 30% del valor que se obtendría con la construcción supuesta sobre base rígida.

3.5. Métodos de cálculo

Esta Norma establece el análisis de la estructura mediante espectros de respuesta como método de referencia para el cálculo sísmico (apartado 3.6.2). También se permite el estudio dinámico por integración de registros de aceleración (apartado 3.6.1).

La Norma desarrolla además, en el apartado 3.7, un método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación, cuya aplicación se autoriza para los edificios que cumplan las condiciones del apartado 3.5.1.

En todos los casos debe utilizarse un modelo suficientemente representativo de la distribución real de rigideces y masas.

3.5.1. Condiciones para aplicar el método simplificado de cálculo

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 en su 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 las masas 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.

Asimismo, se podría aplicar el método simplificado de cálculo a los edificios de pisos de importancia normal (apartado 1.2.2) de hasta cuatro plantas en total.

3.6. Procedimientos generales de cálculo

3.6.1. Estudio dinámico

El estudio dinámico, realizado en el dominio del tiempo o de la frecuencia, debe hacerse a partir de acelerogramas representativos del movimiento del suelo. Para ello, se requiere escalar convenientemente los acelerogramas elegidos —en tiempo y amplitudes— de forma que sean compatibles con la información sísmica del capítulo 2. En concreto lo ha de ser con el espectro de respuesta elástica y con la aceleración sísmica de cálculo.

Pueden utilizarse tanto acelerogramas reales modulados como artificiales, justificando en todo caso su estructura en el dominio del tiempo, su contenido en frecuencias y su duración, de acuerdo con las características del sismo de cálculo.

Los cálculos deberán realizarse a partir de un número representativo de terremotos diferentes, que como mínimo serán 5, adoptando como sollicitación de cálculo el promedio de los valores característicos obtenidos con cada uno.

Para cada terremoto, la respuesta espacial de la estructura se determinará mediante tres acelerogramas independientes actuando en las tres direcciones principales de la estructura con un modelo elástico lineal equivalente o con un modelo no lineal. En ambos casos deberán justificarse debidamente las leyes de comportamiento adoptadas para los materiales.

3.6.2. Análisis mediante espectros de respuesta

Este método utiliza el espectro de respuesta definido en esta Norma y requiere la combinación ponderada de las sollicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la construcción.

3.6.2.1. Modelo de estructura

Se establecerá un modelo discreto, en general tridimensional, que considere los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real.

El modelo de vibración de los edificios de pisos con soportes continuos hasta la cimentación y con forjados suficientemente rígidos en su plano puede analizarse, en cuanto a los movimientos en ese plano, con sólo tres grados de libertad por planta, suponiendo en ésta los movimientos del sólido rígido en su plano: dos traslaciones y una rotación.

Si el edificio es de planta regular y con excentricidad de masas respecto al centro de torsión inferior al 10% de la dimensión en planta, el modelo de vibración en cada una de las dimensiones principales puede analizarse mediante dos modelos planos ortogonales independientes, reduciendo el movimiento horizontal a un solo grado de libertad por planta.

3.6.2.2. Desplazamientos modales máximos

Para cada dirección en que se considere la acción sísmica, los desplazamientos máximos equivalentes $u_{ij, \text{máx}}$ para el modo de vibración i , correspondiente a cada grado de libertad j , supuesto en el modelo lineal equivalente de la estructura, vienen dados por:

$$u_{ij, \text{máx}} = a_{ij, \text{máx}} / \omega_i^2$$

donde:

$$a_{ij, \text{máx}} = \alpha_i \cdot \eta_{ij} \cdot a_c$$

siendo:

- $a_{ij, \text{máx}}$ Componente del vector aceleración asociado al modo de vibración i , correspondiente al grado de libertad j .
- ω_i Frecuencia propia del modo de vibración i ($\omega_i = 2\pi/T_i$).
- α_i Coeficiente de valor:

$$\alpha_i = \alpha(T_i) \cdot \beta \quad \text{si } T_i \geq T_A$$

$$\alpha_i = 1 + (2,5\beta - 1) \cdot \frac{T_i}{T_A} \quad \text{si } T_i \leq T_A$$

- T_A Período característico del espectro de respuesta definido en 2.3.
- $\alpha(T_i)$ Ordenada del espectro definido en 2.3 —o 2.6 en su caso— para el período T_i del modo considerado.
- β Coeficiente de respuesta de valor: $\beta = v/\mu$.
- v Coeficiente, dependiente del amortiguamiento, definido en 2.5.
- μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad en la dirección o en el elemento analizado que depende fundamentalmente de la organización y materiales de la estructura, y además de detalles de proyecto y construcción. En el apartado 3.7.3.1 se recogen valores de μ correspondientes a casos típicos.
- η_{ij} Factor de distribución del modo de vibración i , correspondiente a la masa m , en el grado de libertad j .
- a_c Aceleración sísmica de cálculo, definida en 2.2. expresada en m/s^2 .

El desplazamiento máximo, para cada modo y cada planta, se calculará multiplicando el desplazamiento máximo equivalente, calculado por el procedimiento anterior, por el coeficiente de comportamiento por ductilidad μ .

3.6.2.3. Modos de vibración

3.6.2.3.1. Número mínimo de modos a considerar

En cada caso se considerará el número de modos de vibración con contribución significativa en el resultado, y como mínimo se considerarán:

- tres modos en el caso de modelos planos de estructuras de pisos (Figura 3.1).
- cuatro modos en el caso de modelos espaciales de estructura, dos traslacionales y otros dos rotacionales.
- todos los modos de período superior a T_A (apartado 2.3).

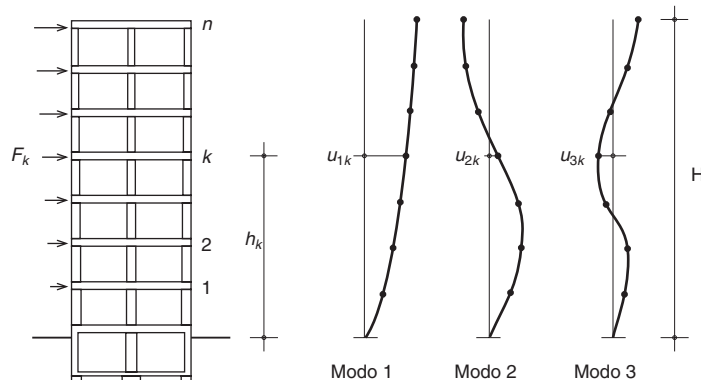


Figura 3.1. Modos de vibración en modelos planos de estructuras de pisos

3.6.2.3.2. Cálculo de las características modales de la construcción

Las características de la construcción (período propio y coeficiente de forma de cada modo de vibración, y amortiguamiento) se determinarán por alguno de los siguientes procedimientos, por orden de preferencia:

- Ensayos sobre construcciones de características iguales o semejantes a las que se considera.
- Ensayos sobre modelos de la construcción considerada.
- Procedimientos teóricos de la Mecánica y de la Elasticidad.
- Fórmulas aproximadas o empíricas, como las indicadas en los epígrafes 3.7.2.2 y 3.7.3.2.

3.6.2.4. Combinación de los resultados obtenidos para los diferentes modos

La combinación de los resultados obtenidos en el análisis de los diferentes modos de vibración, debe efectuarse para toda variable asociada a cada grado de libertad supuesto (desplazamientos, solicitaciones, tensiones, etc.). Si S representa la variable a calcular y S_i su valor en el modo i , la regla de combinación —en la hipótesis de que los períodos de los modos difieren en más de un 10%— es:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^r S_i^2}$$

siendo r el número de modos que suponen una contribución significativa al resultado.

Si existiesen modos de vibración cuyos períodos difieren menos del 10%, puede aplicarse la regla anterior agrupando en una única variable S_j la suma de los valores absolutos de las variables S_i que difieren entre sí menos del 10%.

3.6.2.5. Cálculo de las solicitaciones

El método requiere la combinación ponderada de las solicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la estructura.

La distribución de las solicitaciones —y consecuentemente de las tensiones— se obtiene a partir de las variables S , obtenidas de la combinación de modos, de acuerdo con el modelo discreto que traduce la estructura real.

En particular, en edificios de pisos en los que se hayan adoptado tres grados de libertad por planta, las solicitaciones globales de planta se asignarán a cada elemento en proporción a las componentes utilizadas para la determinación del centro de rotación.

Si se han utilizado dos modelos planos ortogonales, la asignación de las solicitaciones se hará teniendo en cuenta las torsiones provocadas por la excentricidad de las masas definidas en 3.2.

Deberá considerarse la pertinencia del análisis de los efectos de segundo orden, de acuerdo con la importancia de los desplazamientos obtenidos.

3.7. Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación

3.7.1. Modelo de la estructura

Las construcciones que reúnan los requisitos establecidos en el epígrafe 3.5.1 se podrán asimilar a un modelo unidimensional constituido por un oscilador múltiple con un sólo grado de libertad de desplazamiento por planta. Su análisis se realiza, en este método simplificado, a partir de un sistema de fuerzas horizontales equivalente al de los terremotos.

3.7.2. Modos de vibración

3.7.2.1. Número de modos a considerar

Los modos a considerar en función del período fundamental de la construcción, T_F , serán los siguientes:

1. El primer modo, si $T_F \leq 0,75$ s.
2. El primer y segundo modos, si $0,75 \text{ s} < T_F \leq 1,25$ s.
3. Los tres primeros modos, si $T_F > 1,25$ s.

Para la consideración de los efectos de los distintos modos, se aceptan las siguientes relaciones entre los períodos del modo i , T_i , y del modo fundamental, T_F :

$$T_i = \frac{T_F}{(2i - 1)}$$

3.7.2.2. Cálculo del período fundamental de los edificios

A falta de determinaciones más precisas por cualquiera de los procedimientos relacionados en el apartado 3.6.2.3.2, u otro equivalente, y para edificios (Figura 3.2) que reúnen los requisitos del apartado 3.5.1, el período fundamental T_F , en segundos, puede estimarse de forma aproximada mediante las expresiones:

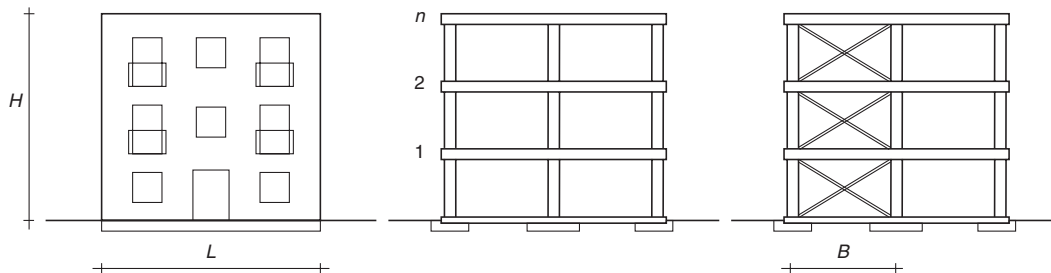


Figura 3.2. Esquema de los diferentes tipos de estructuras

1. Edificios con muros de fábrica de ladrillo o bloques.

$$T_F = 0,06H\sqrt{H/(2L + H)} / \sqrt{L}$$

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

$$T_F = 0,09n$$

3. Edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras.

$$T_F = 0,07n\sqrt{H/(B + H)}$$

4. Edificios de pórticos rígidos de acero laminado.

$$T_F = 0,11n$$

5. Edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes.

$$T_F = 0,085n\sqrt{H/(B + H)}$$

siendo:

H Altura de la edificación, sobre rasante, en metros.

n Número de plantas sobre rasante.

B Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros.

L Dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros.

Para el resto de los edificios de hasta cuatro plantas puede tomarse, a efectos del cálculo por el método simplificado, $T_F = 0,3$ segundos.

3.7.3. Cálculo de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica estática equivalente, F_{ik} , correspondiente a la planta k y modo de vibración i , viene dada por

$$F_{ik} = s_{ik} \cdot P_k$$

donde:

P_k Peso correspondiente a la masa, m_k , de la planta k , definida en el apartado 3.2.

s_{ik} Coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k en el modo i , de valor:

$$s_{ik} = (a_c/g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik}$$

siendo:

a_c Aceleración sísmica de cálculo determinada en el apartado 2.2, expresada en m/s^2 .

g Aceleración de la gravedad, expresada igualmente en m/s^2 .

β Coeficiente de respuesta, definido en el apartado 3.7.3.1.

η_{ik} Factor de distribución correspondiente a la planta k , en el modo i , definido en el apartado 3.7.3.2.

α_i Coeficiente de valor (Figura 3.3):

— Para $T_i \leq T_B$ $\alpha_i = 2,5$

— Para $T_i > T_B$ $\alpha_i = 2,5(T_B/T_i)$

T_i Período del modo considerado.

T_B Período característico del espectro definido en 2.3.

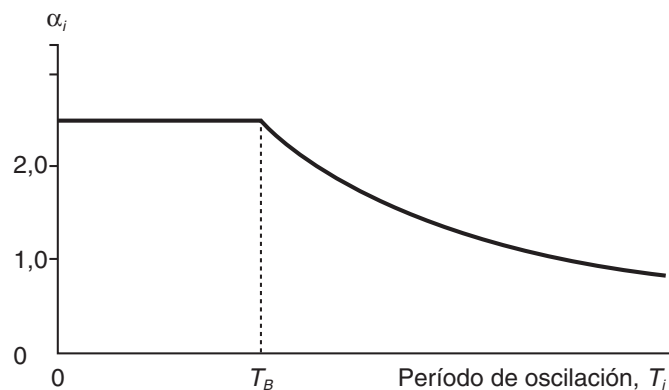


Figura 3.3. Coeficiente α_i para el método simplificado de cálculo

3.7.3.1. Coeficiente de respuesta β

Viene expresado por

$$\beta = \frac{\nu}{\mu}$$

siendo:

- ν Factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento, definido en el apartado 2.5.
- μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad, definido en el apartado 3.6.2.2.

El coeficiente de comportamiento por ductilidad depende de la organización, material y detalles constructivos.

El proyectista elegirá el coeficiente de comportamiento por ductilidad para cada modelo de cálculo dentro de las limitaciones que se establecen en los párrafos siguientes en función de la organización estructural y de los materiales empleados, y dispondrá los detalles estructurales establecidos en el capítulo 4 que garanticen la ductilidad adoptada.

- a) Para adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 4$ (ductilidad muy alta) han de verificarse las siguientes condiciones:

1. La resistencia a las acciones horizontales debe obtenerse (Figura 3.4.):

- Mediante pórticos planos o espaciales de nudos dúctiles rígidos, o
- Mediante sistemas de rigidización dúctiles especialmente diseñados para disipar energía mediante flexiones o cortantes cíclicos en tramos cortos, como, por ejemplo, los formados por pantallas y vigas de acoplamiento en estructuras de hormigón armado o por triangulaciones metálicas incompletas.



Figura 3.4. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 4$

2. Si existen otros elementos o núcleos de rigidización, su colaboración a la resistencia de las acciones horizontales debe ser escasa. Se considera que se cumple esta condición si soportan menos del 50% de la fuerza sísmica horizontal que actúe sobre el edificio.
 3. En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser de canto.
 4. El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con muy alta capacidad de disipación de energía mediante histéresis, repartidos homogéneamente por toda la estructura. Para ello han de cumplirse las prescripciones establecidas en el capítulo 4 para este nivel de ductilidad.
- b) Se puede adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 3$ (ductilidad alta) si se verifican las siguientes condiciones:

1. La resistencia a las acciones horizontales se consigue principalmente (Figura 3.5):
 - Mediante pantallas no acopladas de hormigón armado, o
 - Mediante diagonales metálicas a tracción (en cruz de San Andrés o equivalente).
2. En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser de canto.
3. El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con alta capacidad de disipación de energía mediante histéresis, repartidos homogéneamente por toda la estructura. Para ello han de cumplirse las prescripciones establecidas en el capítulo 4 para este nivel de ductilidad.



Figura 3.5. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 3$

- c) Se podrá adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$ (ductilidad baja), si la estructura posee los soportes de acero u hormigón con núcleos, muros o pantallas verticales de hormigón armado, pero no satisface los requisitos anteriores en cuanto a tipo y detalles estructurales. En particular, se encuadran en este grupo:

- Las estructuras de tipo péndulo invertido o asimilables.
- Las de losas planas, forjados reticulares o forjados unidireccionales con vigas planas.
- Aquellas en que las acciones horizontales son resistidas principalmente por diagonales que trabajan alternativamente a tracción y a compresión, por ejemplo estructuras con arriostramientos en forma de «V» (Figura 3.6).

También se encuadran en este grupo los sistemas estructurales constituidos, bien por pórticos metálicos que confinan a muros de hormigón armado o de mampostería reforzada, o bien por muros de carga de hormigón o de bloques de mortero, armados vertical y horizontalmente y con suficiente capacidad de deformación plástica estable ante acciones laterales cíclicas y alternantes.



Figura 3.6. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$

- d) Corresponde un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$ (sin ductilidad), a las estructuras desprovistas de capacidad de disipación de energía en el rango

plástico, en particular las constituidas por muros de mampostería, ladrillo o bloques de hormigón, aún cuando incluyan en su interior entramados de madera o estén reforzadas o armadas sólo en puntos críticos, y las porticadas que resistan las acciones laterales mediante arriostramientos en forma de «K» (Figura 3.7). También se encuadran en este grupo las estructuras de naves industriales con pilares y cerchas, las realizadas con elementos prefabricados o que contengan piezas prefabricadas de gran formato, en las que no se hayan adoptado disposiciones especiales para dotar a los nudos de ductilidad.

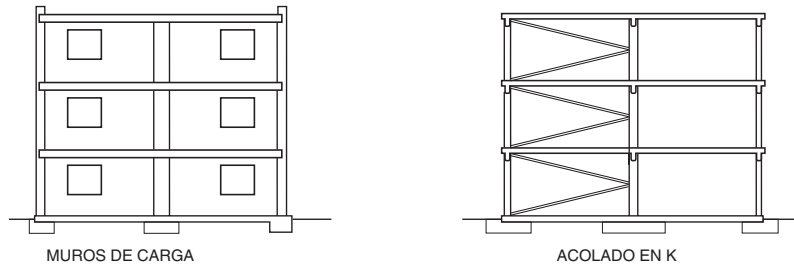


Figura 3.7. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$

En la evaluación de la componente vertical de la acción sísmica se adoptará un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$, salvo que se justifique un valor superior mediante el correspondiente análisis.

La tabla 3.1 facilita para los casos más frecuentes de edificación los valores del coeficiente de respuesta β , en función del tipo de estructura, de la compartimentación de las plantas, del amortiguamiento, Ω , y del coeficiente de comportamiento por ductilidad.

TABLA 3.1.
Valores del coeficiente de respuesta β

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipo similares	Compartimentada	6	—	—	0,46	0,93

3.7.3.2. Factor de distribución η

El valor del factor de distribución, η_{ik} , correspondiente a la planta k en el modo de vibración i tiene el valor:

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}^2}$$

siendo (ver figura 3.1):

- n Número de plantas.
- m_k Masa de la planta k , definida en 3.2.
- Φ_{ik} Coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i , para el que puede adoptarse la siguiente expresión aproximada:

$$\Phi_{ik} = \text{sen} [(2i - 1) \pi \cdot h_k / 2H]$$

donde:

- h_k Altura sobre rasante de la planta k .
- H Altura total de la estructura del edificio.

3.7.3.3. Desplazamientos

El desplazamiento horizontal, u , en la dirección que pueda significar choque con estructuras colindantes se determinará teniendo en cuenta el comportamiento postelástico mediante la expresión:

$$u = u_e \cdot \mu$$

donde:

- u_e Desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico.
- μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad definido en el apartado 3.6.2.2.

3.7.4. Sistema de fuerzas estáticas equivalentes

El sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k , necesario para el análisis de la estructura frente al sismo en la dirección considerada, se obtiene a partir de las fuerzas F_{ik} , como sigue:

- Obtención de los cortantes V_{ik} de cada planta k en el modo i , como suma de las F_{ik} existentes entre la última planta y la planta k considerada.
- Obtención del cortante combinado V_k de la planta k para los distintos modos i considerados mediante la expresión:

$$V_k = \sqrt{\sum_{i=1}^r V_{ik}^2}$$

siendo r el número de modos considerados.

- Obtención del sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k para cada planta k , por diferencia entre los valores del cortante V_k y del cortante de la planta superior V_{k+1} .

Las fuerzas F_k constituyen el sistema equivalente de acciones sísmicas de cálculo que permite proceder al análisis completo de la estructura para la dirección considerada.

Estas fuerzas se repartirán entre los elementos resistentes de manera que se satisfaga el equilibrio en planta. La fuerza horizontal en el elemento j del nivel k tiene el valor:

$$f_{kj} = F_k \frac{K_{kj}}{\sum_{j=1}^n K_{kj}}$$

siendo:

- K_{kj} Rigidez de cada elemento resistente j en la dirección de la fuerza considerada.

3.7.5. Consideración de los efectos de rotación

En edificios con una distribución homogénea de muros o soportes y de masas, las sollicitaciones debidas a la excentricidad adicional a la que se refiere el apartado 3.2 se podrán tener en cuenta multiplicando las fuerzas obtenidas en el apartado 3.7.4 en cada uno de los elementos resistentes por un factor definido por:

$$\gamma_a = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

siendo:

- x La distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada (Figura 3.8).
- L_e La distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma.

En edificios de pisos de hasta cuatro plantas en los que sea aplicable el método simplificado, pero no cumplan las condiciones de regularidad del apartado 3.5.1 se requerirá un estudio especial de los efectos de torsión.

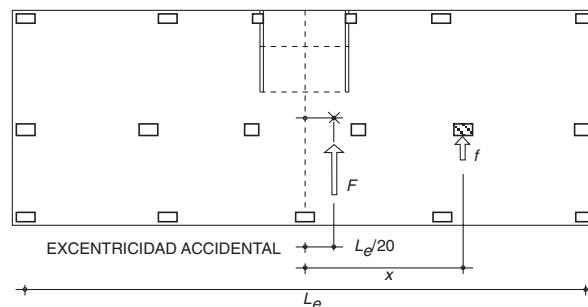


Figura 3.8. Efectos de rotación

3.8. Efectos de segundo orden

Mientras que el desplazamiento horizontal máximo del edificio no supere el dos por mil de la altura, no será necesario considerar los efectos de segundo orden.

También se podrán despreciar los efectos de segundo orden, cuando en cada planta k se verifique:

$$P_k \cdot d_k < 0,10 V_k \cdot h_k$$

siendo:

- P_k Carga gravitatoria total por encima de la planta, calculada de acuerdo con el apartado 3.2.
- d_k Desplazamiento relativo entre la cabeza y pie de los soportes de la planta considerada, calculado de acuerdo con 3.7.3.3.
- V_k Cortante combinado correspondiente a la planta.
- h_k Altura entre plantas.

3.9. Muros de contención

Los empujes sobre muros se calcularán con un valor del coeficiente sísmico horizontal igual a la aceleración sísmica de cálculo.

Comentarios

C.3.1. Generalidades

C.3.2. Masas que intervienen en el cálculo

La fracción de las masas variables consideradas en el articulado corresponde a la que globalmente se espera que pueda ser simultánea con el sismo. Normalmente la masa considerada en el cálculo sísmico es menor que la que produce la carga vertical en las hipótesis estáticas.

En el caso de disponer piscinas o grandes depósitos de agua en las plantas altas, se considerará en el cálculo la totalidad de la masa de agua que puedan contener y los posibles efectos dinámicos asociados.

En la mayor parte del territorio, la probabilidad de coincidencia de un sismo con la sobrecarga de nieve es muy pequeña.

C.3.3. Acciones que se consideran en el cálculo

Los tipos de acciones que pueden actuar simultáneamente con el sismo son:

- Concarga (peso propio y cargas permanentes).
- Sobrecargas de uso.
- Sobrecarga de nieve.
- Acción del viento. No es preceptiva, salvo en los casos de situación topográfica expuesta.
- Empujes del terreno, agua y materiales sueltos en contacto o contenidos en la estructura.
- Acciones térmicas.
- Acciones de retracción.
- Acciones de pretensado.
- Cualquier otra acción que pueda influir notablemente en los esfuerzos sobre algún elemento estructural.

C.3.4. Verificación de la seguridad

La Norma supone que los efectos de los peores terremotos que pueden afectar a las construcciones habituales con una probabilidad razonable, quedan suficientemente cubiertos con la acción sísmica de cálculo prevista. Ello implica la aceptación de un límite de colapso que se corresponde con los máximos sismos esperables con probabilidad razonable, entendiendo por éstos los de período de retorno de quinientos años. Cualquier construcción proyectada según el contenido de esta Norma, puede verse sometida en el transcurso de su vida útil a acciones sísmicas que produzcan solicitaciones superiores a las correspondientes al límite elástico. Se acepta por tanto que se puedan producir deformaciones permanentes —y consecuentemente daños— más o menos importantes.

Las combinaciones de acciones en las que intervie-

ne la acción sísmica recogidas en las normas específicas vigentes son las siguientes:

1. Hormigón (EHE, artículo 13.2)

Estados límite últimos, situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_p P_k + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Para estructuras de edificación, simplificada, para las distintas situaciones de proyecto, podrá seguirse el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{j \geq 1} 0,8 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k Valor característico de la acción del pretensado.
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasi-permanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.
- γ Coeficiente parcial de seguridad de la acción considerada.

2. Acero laminado (NBE-EA 95, caso III, tabla 3.1.5)

Clase de acción	Coeficiente de ponderación con efectos de la acción	
	Desfavorable	Favorable
Acciones constantes (concargas)	1,00	1,00
Sobrecargas	$r^{(1)}$	0
Viento	0,25 ⁽²⁾	0
Nieve	0,50 ⁽³⁾	0
Acción sísmica	1,00	0

⁽¹⁾ r adopta los siguientes valores:

$r = 0,50$ para azoteas, viviendas y hoteles.

$r = 0,60$ para oficinas, comercios, calzadas y garajes.

$r = 0,80$ para hospitales, cárceles, edificios docentes, de reunión y espectáculos.

⁽²⁾ Sólo se considerará en construcciones en situación topográfica expuesta y muy expuesta.

⁽³⁾ En lugares en que la nieve permanece acumulada más de treinta días; en el caso contrario el coeficiente será cero.

3. Fábrica de ladrillo (NBE-FL 90, caso III, tabla 5.5)

Clase de acción	Coeficiente de ponderación con efectos de la acción	
	Desfavorable	Favorable
Concargas	1,00	1,00
Sobrecargas de uso	1,00	0
Sobrecarga de nieve	0,50	0
Empujes del terreno	1,25	1,00
Asientos de apoyo	Discreccional	0
Acciones de viento	0,50	0
Térmicas y reológicas	Discreccional	0
Acciones sísmicas	1,00	0

Cuando se usen métodos de verificación que se refieran a tensiones admisibles, como en el caso de terrenos, en las combinaciones que incluyan la acción sísmica se podrán usar valores de las tensiones admisibles un 50% superiores a los usados en la combinación fundamental de carga gravitatoria.

C.3.5. Métodos de cálculo

En general, el modelo representativo de la rigidez de los edificios debería incluir no sólo pilares y vigas, sino también la totalidad del forjado y otros elementos estructurales como escaleras y muros y, en su caso, cerramientos y particiones.

El método simplificado puede servir para estimar, de forma aproximada, los valores de la acción sísmica para cualquier tipo de edificio.

El producto de la aceleración de cálculo, a_c (apartado 2.2), por el valor del espectro, $\alpha(T_F)$ (apartado

2.3), por el coeficiente de respuesta β (apartado 3.7.3.1) y por la masa total del edificio, incluyendo la correspondiente a las acciones concomitantes (apartado 3.2), representa una buena estimación de la fuerza sísmica total horizontal. Como aproximación segura, y en ausencia de datos del terreno, se puede tomar 2,5 como valor del espectro. Cara a la evaluación de sollicitaciones locales en edificios, en la mayoría de los casos resulta suficientemente aproximado repartir la acción sísmica total disponiéndola en cada punto de cada planta del edificio en proporción a su masa y a su altura, teniendo en cuenta además las excentricidades y las cautelas al respecto de los apartados 3.2 y 3.7.5.

C.3.5.1. Condiciones para aplicar el método simplificado de cálculo

Aunque desde el punto de vista de número de plantas pudiera considerarse en esta categoría, no se incluyen los edificios como naves, polideportivos, etc. Un edificio de planta rectangular puede considerarse regular si la relación entre los lados es mayor de 0,3, los salientes y entrantes en planta no son mayores del 10% del lado paralelo al mismo y menores de 2 m (Figura C.3.1). Asimismo, un edificio puede considerarse regular en alzado cuando se cumplan las condiciones de la figura C.3.2.

La regularidad de rigideces no es sólo la correspondiente a la estructura; la desaparición de tabiques, particiones o cerramientos en una planta puede suponer un cambio brusco de rigidez para el edificio. En edificios cuyas plantas poseen dos ejes de simetría, el centro de torsión coincide con el centro de masas.

En general, puede ser suficiente analizar por el método simplificado los edificios ordinarios de pisos de importancia normal de hasta cuatro plantas en total, aunque no cumplan todas las condiciones de regularidad y continuidad del articulado.

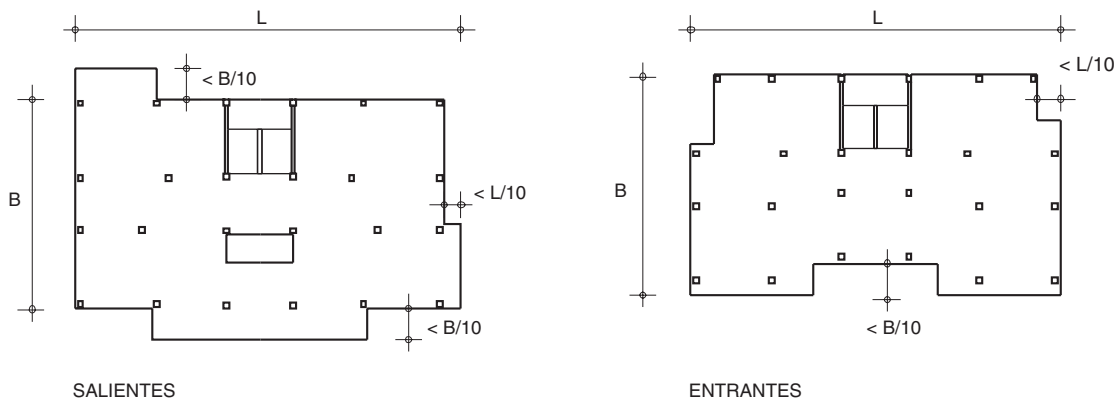


Figura C.3.1. Estructuras regulares en planta

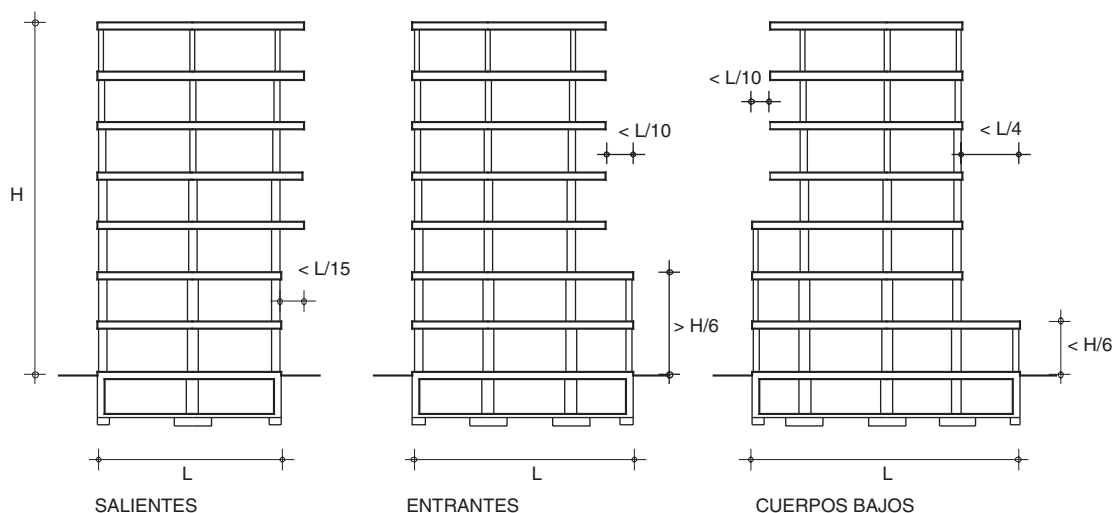


Figura C.3.2. Estructuras regulares en alzado

C.3.6. Procedimientos generales de cálculo

C.3.6.1. Estudio dinámico

Corresponde al proyectista la justificación de los diagramas tensión-deformación de los materiales a utilizar en el análisis, tanto si es un modelo lineal, como si se emplean coeficientes de ductilidad o se utilizan leyes de histéresis.

Como acelerogramas reales significativos se pueden considerar aquellos que corresponden a terremotos de la misma magnitud que el de cálculo, de similar mecanismo focal, con epicentro situado a distancias parecidas y registrados en condiciones de cimentación análogas.

En general no es factible encontrar acelerogramas reales cuyos espectros se ajusten completamente al de cálculo; de ahí que se exija un cálculo con un conjunto de al menos cinco acelerogramas. Éstos deberán elegirse de forma que la media de sus ordenadas, supere en el rango de períodos de interés el 90% de las ordenadas del espectro de respuesta de cálculo. Asimismo, el espectro medio suavizado, debe ser, en el rango de períodos de interés, superior al de cálculo.

Para pasar de valores medios a valores característicos bastará con multiplicar los primeros por un factor 1,35.

Como acelerogramas artificiales deben escogerse los que ofrezcan el mismo grado de cobertura que los reales, lo que se supone se cumple si el espectro de respuesta verifica que para todos los valores del período supera el 90% de la ordenada del espectro definido en esta Norma y el espectro suavizado es igual o superior al mismo.

Los acelerogramas sintéticos se generan a partir del espectro de respuesta elástica del artículo 2.3, utilizando series aleatorias diferentes de cada historia temporal (habitualmente, el desfase de cada componente frecuencial). Se recomienda un mínimo de 200 líneas de frecuencia en el ajuste del espectro (en el rango de períodos de interés) y la utilización de funciones de modulación de amplitud en el tiempo sancionadas por la práctica.

Es conveniente comprobar la compatibilidad del espectro en frecuencias distintas a las utilizadas en la generación del acelerograma, incrementando el número de frecuencias utilizadas en el ajuste si fuera necesario.

La duración representativa del acelerograma depende del tipo de análisis a realizar.

Cuando se vaya a realizar un análisis no lineal, además de las condiciones anteriores, se deberá justificar que el contenido de energía en los períodos de interés es adecuadamente representativo.

C.3.6.2. Análisis mediante espectros de respuesta

En general el análisis mediante espectros de respuesta se realiza en régimen elástico lineal equivalente.

C.3.6.2.1. Modelo de estructura

Analizar la estructura con dos modelos ortogonales planos independientes significa la consideración de dos hipótesis sísmicas diferentes.

Si el edificio posee una planta «débil», en ella se concentran las solicitaciones sísmicas de manera difícilmente calculable, por lo que es aconsejable una mayor prudencia y seguridad en el dimensionado, sobre todo de los soportes.

C.3.6.2.2. Desplazamientos modales máximos

Los espectros de respuesta horizontal y vertical representan, respectivamente, la acción sísmica en cada una de las direcciones ortogonales en planta y en la dirección vertical.

La homogeneidad dimensional obliga a que para la obtención de los desplazamientos modales en metros, la aceleración sísmica de cálculo se exprese en m/s^2 .

El desplazamiento máximo equivalente corresponde al calculado para régimen elástico mediante la reducción de deformaciones y esfuerzos μ veces, siendo μ el coeficiente de comportamiento por ductilidad de la construcción. Consecuentemente, para calcular el desplazamiento máximo para cada modo y planta se habrá de multiplicar el desplazamiento máximo equivalente por el mismo factor μ .

El coeficiente μ tiene en cuenta la capacidad para disipar energía mediante deformaciones cíclicas en el dominio postelástico, es decir, la capacidad para soportar deformaciones plásticas. Su valor dependerá, por tanto, de la regularidad y del sistema estructural de la construcción. Un material por sí mismo no garantiza ductilidad, aspecto que procede prioritariamente de la disposición estructural y en menor grado de la composición de las secciones.

Para edificios de pisos pueden utilizarse los valores de ν y μ que se indican para el modelo simplificado en el apartado 3.7.3.1. Debe tenerse en cuenta que el coeficiente de comportamiento por ductilidad, μ , puede ser diferente según la dirección que se considere. Para valores elevados del coeficiente de comportamiento por ductilidad, μ , es esencial comprobar que las deformaciones correspondientes son admisibles para la estructura, elementos secundarios y juntas con estructuras contiguas.

Si la estructura resistente a esfuerzos horizontales está formada por elementos de diferente ductilidad debe adoptarse un valor prudente del coeficiente de ductilidad μ , con el objeto de garantizar la compatibilidad de los movimientos.

C.3.6.2.3. Modos de vibración

C.3.6.2.3.1. Número mínimo de modos a considerar

Pueden considerarse modos con contribución significativa aquellos para los que la suma de las masas efectivas de los r primeros modos considerados, sea superior al 90% de la masa movilizada en el movimiento sísmico. Dicha condición puede expresarse matricialmente como:

$$\sum_{i=1}^r \tau_i^2 \Phi_i^T M \Phi_i \geq 0,90 J^T M J$$

siendo r el número de modos que se deben superponer y donde:

τ_i Coeficiente de participación del modo i ,
 $\tau_i = \Phi_i^T M J / \Phi_i^T M \Phi_i$

Φ_i Vector de coeficientes de forma del modo i .

M Matriz de masa del sistema.

J Vector de influencia, cuyos componentes son los desplazamientos de sólido rígido experimentados por los grados de libertad de la estructura cuando la base sufre un desplazamiento unidad en la dirección del sismo.

En el caso de que se consideren las masas concentradas en las plantas y un grado de libertad por planta, la expresión anterior puede ponerse de la forma:

$$\sum_{i=1}^r \frac{\left(\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik} \right)^2}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}^2} \geq 0,90 \sum_{k=1}^n m_k$$

siendo:

m_k Masa de la planta k .

n Número de plantas.

Φ_{ik} Coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i .

La expresión anterior es equivalente a:

$$\sum_{i=1}^r \left(\sum_{k=1}^n m_k \eta_{ik} \right) \geq 0,90 \sum_{k=1}^n m_k$$

donde η_{ik} tiene el significado indicado en el apartado 3.7.3.

C.3.6.2.3.2. Cálculo de las características modales de la construcción

C.3.6.2.4. Combinación de los resultados obtenidos para los diferentes modos

La regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados presenta una aproximación razonable cuando los distintos modos no pueden acoplarse por tener períodos muy diferentes.

Las reglas establecidas en el articulado son una simplificación de la expresión general:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^r \sum_{j=1}^r S_i S_j \pi_{ij}}$$

donde r es el número de modos y

$$\pi_{ij} \equiv \pi_{ji} = \frac{8 \left(\frac{\Omega}{100} \right)^2 (1+f) f^{3/2}}{(1-f^2)^2 + 4 \left(\frac{\Omega}{100} \right)^2 f(1+f)^2}$$

$$f = \frac{T_j}{T_i}$$

siendo Ω el amortiguamiento en % del crítico y T_i y T_j los períodos propios de los modos considerados.

C.3.6.2.5. Cálculo de las sollicitaciones

Para la obtención del centro de rotación en edificios, deben establecerse dos hipótesis de traslación, en direcciones diferentes, y obtener en cada una la resultante de las sollicitaciones que se oponen a dicho desplazamiento, resultante a su vez de los

esfuerzos cortantes que aparecen en cada soporte, dependientes tanto de la rigidez del propio soporte, como de las vigas y forjados unidos a él.

En el artículo 3.8 se establece un criterio para poder considerar despreciables los efectos de segundo orden.

C.3.7. Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación

Este método intenta obtener directamente, de manera simplificada, las mismas fuerzas que resultarán de la aplicación del método general modal del apartado anterior.

C.3.7.1. Modelo de la estructura

La existencia de un muro perimetral de sótano que garantice a la estructura un comportamiento rígido, permite considerar como estructura oscilante la que existe a partir del forjado de nivel más alto que se enlaza con el muro.

C.3.7.2. Modos de vibración

C.3.7.2.1. Número de modos a considerar

El presente apartado es una particularización del 3.6.2.3.1. Los modos se corresponden con la figura 3.1 del citado apartado.

La consideración del segundo y del tercer modo cambia sólo ligeramente las solicitaciones de las plantas bajas de los edificios; pero, en cambio, puede modificar hasta un 50% las solicitaciones provenientes del análisis del primer modo en plantas altas.

C.3.7.2.2. Cálculo del período fundamental de los edificios

Las fórmulas empíricas propuestas por el articulado representan una aproximación simple para una estimación aproximada del período fundamental, de acuerdo con los datos existentes.

Hay que tener en cuenta que no es preciso una estimación afinada cuando el período del modo de vibración considerado es inferior a T_B , ya que en el método simplificado la ordenada espectral de cálculo es independiente del mismo. En la práctica, este valor cubre la mayor parte de las construcciones de muros de fábrica y gran número de las restantes edificaciones.

C.3.7.3. Cálculo de las fuerzas sísmicas

Los valores de las fuerzas sísmicas se obtienen, de acuerdo con el articulado, como una fracción de las cargas directas que gravitan sobre la planta; no debe aplicarse, pues, a la compresión transmitida por los soportes, que incluye las cargas de las plantas superiores.

El coeficiente sísmico s_{ik} es un factor adimensional

que se aplica a los pesos para la obtención de fuerza sísmica estática equivalente. El factor aceleración contenido en dicho coeficiente está, por tanto, normalizado a la aceleración de la gravedad, resultando el valor numérico adimensional del cociente a_d/g entre la aceleración sísmica de cálculo y la aceleración de la gravedad.

Los factores que integran el coeficiente sísmico son:

- La aceleración sísmica de cálculo, que caracteriza la sismicidad en el emplazamiento y la importancia de la construcción.
- El coeficiente α_p , que caracteriza el movimiento provocado por el sismo en el oscilador simple equivalente. Su valor se identifica con la ordenada del espectro de respuesta elástico prolongando su meseta hasta el período $T = 0$ (Figura 3.3).

La razón de esto último estriba en que para edificios de período muy bajo ($T < T_A$) las posibles lesiones aumentarán el período y consecuentemente la ordenada espectral de cálculo. La meseta espectral constituye en este rango de períodos y desde el punto de vista de la seguridad, la referencia estable para el cálculo. Por otro lado, se elimina también la necesidad de considerar la interacción suelo-estructura en los edificios rígidos sobre suelos blandos, debido al aumento del período propio del conjunto terreno-estructura.

El factor α_r , caracteriza, pues —en términos relativos— el movimiento provocado por el sismo en la estructura, incluido el efecto del terreno bajo la cimentación.

El coeficiente de respuesta β modifica el movimiento inducido en la estructura según las condiciones de amortiguamiento y ductilidad de la misma, reduciéndolas para su análisis a un término lineal equivalente. El factor η caracteriza mecánicamente la respuesta de cada planta, de acuerdo con la distribución de las masas en el sistema estructural.

Para construcciones de gran capacidad disipativa en el dominio postelástico y bajo período, inferior a T_A , los valores de las fuerzas sísmicas resultantes pueden ser ligeramente inferiores a los reales (que se deducen considerando una aceleración espectral igual a la característica del terreno para $T = 0$).

C.3.7.3.1. Coeficiente de respuesta β

El coeficiente β depende del amortiguamiento (factor ν) y del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ de la estructura. El coeficiente de comportamiento por ductilidad μ reduce la acción sísmica a efectos de cálculo, de forma que los resultados del análisis en régimen elástico lineal sean equivalentes al comportamiento no lineal de la estructura frente a la acción sísmica no minorada ($\mu = 1$). Debe tenerse en cuenta que la acción real corresponde siempre a ductilidad unidad, y su disminución es un artificio que facilita el cálculo aproximado de los esfuerzos en la estructura. Cualquiera que sea el tipo estructural, la adopción de valores de μ mayores de la unidad supone necesariamente la incursión en el rango plástico de la estructura y, caso de no producirse ésta, el valor del coeficiente μ debe ser la unidad.

Un comportamiento dúctil adecuado deberá permitir la disipación de buena parte de la energía que el sismo aporta a la estructura por medio de un gran número de mecanismos de histéresis estables y bien distribuidos por toda ella. Además, los modos de fallo a flexión deben preceder a los modos de fallo a cortante. De esta manera se puede evitar que se produzca el colapso progresivo de la estructura al fallar alguno de los elementos.

En general el acero proporciona mayor ductilidad que el hormigón y éste más que el ladrillo o la piedra. Por lo que respecta al tipo estructural, la ductilidad es mayor en las estructuras desplazables como pórticos, que en las de muros o en las trianguladas, pero siempre que en los puntos críticos —los nudos— exista la suficiente capacidad de permitir importantes deformaciones a sollicitación constante.

Es importante garantizar que el agotamiento se produce antes en la viga que en el soporte, ya que la ductilidad o capacidad de disipación de energía se produce mejor en las secciones flectadas que en las que están simultáneamente comprimidas. Además, de esta manera, se evita el aplastamiento de los pilares y el apilamiento de los forjados.

Se denominan pantallas acopladas a las que, perteneciendo a un mismo plano, están unidas a nivel de cada piso por un patrón regular de vigas cortas dúctiles capaces de reducir al menos del orden del 25% la suma de los momentos flectores de cada una de las pantallas trabajando por separado.

Se considera que una viga es de canto cuando su descuelgue por debajo del plano inferior de la losa o forjado es mayor que la profundidad de la cabeza comprimida (figuras 4.4 y 4.5).

La disipación de energía es mínima en los movimientos verticales, de ahí que se deba adoptar el valor $\mu = 1$.

A continuación se indican algunos tipos constructivos más comunes en España y sus valores máximos del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ . Para poder utilizar valores de $\mu \geq 2$ deben cumplirse además las prescripciones del capítulo 4 que les correspondan.

- a) Edificios de muros de carga de fábrica de ladrillo o de bloques de hormigón, con forjados de viguetas sueltas de acero o madera: $\mu = 1$.
- b) Edificios de muros de carga de fábrica de ladrillo o de bloques, con forjados monolíticos unidireccionales con losa superior de hormigón armada: $\mu = 1$.
- c) Edificios de muros de carga de hormigón armado, con forjados de losas macizas o aligeradas: $\mu = 1$.
- d) Naves de polideportivos, supermercados, pabellones de ferias, estaciones, terminales, industrias, etc., con soportes metálicos y cubierta de estructura metálica.
 - Soportes arriostrados en cruz y cubiertas de cerchas apoyadas: $\mu = 1$.
 - Sistemas asimilables a péndulo invertido: $\mu = 2$.
 - Soportes y vigas formando pórticos:
 - con pantallas: $\mu = 3$.
 - con nudos rígidos dúctiles: $\mu = 4$.

- e) Edificios de pisos con soportes y vigas de acero en las dos direcciones, con nudos rígido, losas de hormigón.
 - Con triangulaciones en diagonal: $\mu = 2$.
 - Con triangulaciones (cruz de S. Andrés): $\mu = 3$.
 - Sin triangulaciones y con nudos dúctiles rígidos: $\mu = 4$.
- f) Edificios de pisos con soportes de metálicos y forjados de losa maciza, alveolada (reticular) o unidireccional con vigas planas, con o sin arriostramiento: $\mu = 2$.
- g) Edificios de pisos con soportes de hormigón y forjado unidireccional sobre vigas de canto:
 - En la dirección del forjado: $\mu = 2$.
 - En la dirección de las vigas: $\mu = 3$ ó 4 .
- h) Edificios de pisos con nudos rígidos, con soportes de hormigón, vigas de canto en las dos direcciones y losas de hormigón apoyadas en sus cuatro bordes en las vigas, con pantallas o sin pantallas: $\mu = 3$ o 4 .
- i) Edificios de pisos con soportes de hormigón y forjados de losa maciza, alveolada (reticular) o unidireccional con vigas planas, con o sin pantallas: $\mu = 2$.
- j) Estructuras asimilables a péndulo invertido, como por ejemplo naves industriales, polideportivos, estaciones, pabellones, supermercados, marquesinas, etc., con soportes empotrados dúctilmente en la base: $\mu = 2$.

Si la estructura resistente está formada por pórticos —tanto si poseen o no el complemento de pantallas o núcleos rígidos—, para poder considerarla como de ductilidad alta o muy alta se debe cumplir que el forjado no sea plano, en particular que no esté formado por losas o forjados reticulados o unidireccionales de canto constante, sino que posea vigas de descuelgue. Se hace notar que si hay vigas en una dirección y forjado o losa en la otra, la estructura podrá ser considerada de alta o muy alta ductilidad en la dirección de las vigas, pero la de forjado deberá analizarse necesariamente como de ductilidad baja. Alternativamente, podrá considerarse de alta o muy alta ductilidad en todas las direcciones, si en la del forjado se disponen algunas vigas de descuelgue, pero adoptando, como elementos de la estructura resistentes a la acción del sismo, sólo las vigas de ese tipo y los soportes a los que acometen.

C.3.7.3.2. Factor de distribución η

El factor de distribución, η , se determinará de acuerdo con las prioridades establecidas en el apartado 3.6.2.3.2. No obstante, cuando se aplique el método simplificado podrá utilizarse la fórmula del articulado.

Para edificios de hasta ocho plantas de altura y masas iguales puede tomarse para el primer modo el valor del factor de distribución η_{1k} indicado en la tabla C 3.1:

TABLA C 3.1

Factor de distribución para el primer modo en edificios de hasta 8 plantas iguales

Núm. total de plantas	1	2	3	4	5	6	7	8
Planta 8								1,3
7							1,2	1,2
6						1,2	1,2	1,1
5					1,2	1,2	1,1	1,0
4				1,2	1,2	1,1	1,0	0,9
3			1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7
2		1,2	1,0	0,8	0,8	0,6	0,5	0,5
1	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,3	0,2

C.3.7.3.3. Desplazamientos

Dado que el cálculo se realiza reduciendo la fuerza sísmica por el valor de μ , las deformaciones obtenidas se multiplican de nuevo por el mismo valor μ para obtener los máximos desplazamientos esperados debidos al sismo.

El desplazamiento lineal equivalente, u_e , es el desplazamiento producido por las fuerzas equivalentes para un comportamiento lineal de la estructura.

Para edificios de hasta 10 plantas, el desplazamiento lateral máximo, u , en centímetros puede obtenerse mediante la expresión dada en el apartado 4.2.5. Cuando proceda, deberán considerarse los desplazamientos debidos a la torsión del edificio.

C.3.7.4. Sistema de fuerzas estáticas equivalentes

En los edificios de menos de ocho plantas, en los que puede considerarse un sólo modo de vibración, el sistema de fuerzas equivalentes es directamente el de las fuerzas sísmicas correspondientes a ese primer modo.

El procedimiento propuesto en el articulado equivale a analizar la estructura con las fuerzas sísmicas de cada modo de oscilación y adoptar para cada una de las componentes de la sollicitación la regla general de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados definida en 3.6.2.4. La tabla C 3.2 ilustra dicho procedimiento.

TABLA C 3.2

Solicitaciones derivadas de la combinación de modos

Modo 1		Modo r		Combinación de r modos	
Fuerza sísmica	Cortante de planta	Fuerza sísmica	Cortante de planta	Cortante de planta	Fuerzas equivalentes
F_{1n}	$V_{1n} = F_{1n}$	F_m	$V_m = F_m$	$V_n = \sqrt{V_{1n}^2 + \dots + V_m^2}$	$F_n = V_n$
F_{1k}	$V_{1k} = V_{1(k+1)} + F_{1k}$	F_{rk}	$V_{rk} = V_{r(k+1)} + F_{rk}$	$V_k = \sqrt{V_{1k}^2 + \dots + V_{rk}^2}$	$F_k = V_k - V_{k+1}$
F_{11}	$V_{11} = V_{12} + F_{11}$	F_{r1}	$V_{r1} = V_{r2} + F_{r1}$	$V_1 = \sqrt{V_{11}^2 + \dots + V_{r1}^2}$	$F_1 = V_1 - V_2$

C.3.7.5. Consideración de los efectos de rotación

El método simplificado que propone el articulado para edificios simétricos supone mayorar con un coeficiente $\gamma_a = 1,3$ los pórticos extremos, con $\gamma_a = 1,0$ el pórtico central si lo hubiere, y con valores intermedios los restantes. Consecuentemente cuando la mayor parte de la rigidez se concentre en las proximidades

del centro de torsión (caso, por ejemplo, de un sólo núcleo de ascensores y escaleras en el centro del edificio) este método simplificado no es válido, requiriéndose en estos casos un estudio especial a torsión. Igualmente hay que hacer este estudio en edificios de pisos de hasta cuatro plantas que no cumplan los requisitos de regularidad del apartado 3.5.1 y se hayan analizado utilizando este método simplificado.

Por el contrario, cuando la mayor parte de la rigidez se concentre en elementos estructurales alejados del centro de torsión, la aplicación de este método simplificado conduce generalmente a un sobredimensionado.

C.3.8. Efectos de segundo orden

La fórmula del articulado representa la condición de que los momentos inducidos por la compresión sean

inferiores al 10% de los de primer orden provenientes de la acción sísmica horizontal.

C.3.9. Muros de contención

Los sobreempujes dinámicos en los muros se podrán calcular por cualquier método sancionado por la práctica. Para los casos en que no haya riesgo de licuación puede utilizarse el método de Mononobe-Okabe.

CAPÍTULO IV

REGLAS DE DISEÑO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS EN EDIFICACIONES

4.1. Introducción

En este capítulo se recogen una serie de reglas de diseño y prescripciones constructivas que han de cumplirse en todas las construcciones a las que sea aplicable esta Norma.

Algunas de las reglas y prescripciones aquí reflejadas han de aplicarse en función de los coeficientes de comportamiento por ductilidad, μ , adoptados en el cálculo.

4.2. Reglas de índole general

4.2.1. Forma del edificio

La disposición geométrica en planta será tan simétrica y regular como sea posible, tratando de conseguir en el edificio, en los elementos resistentes, y en los arriostramientos, una composición con dos ejes de simetría ortogonales (Figura 4.1).

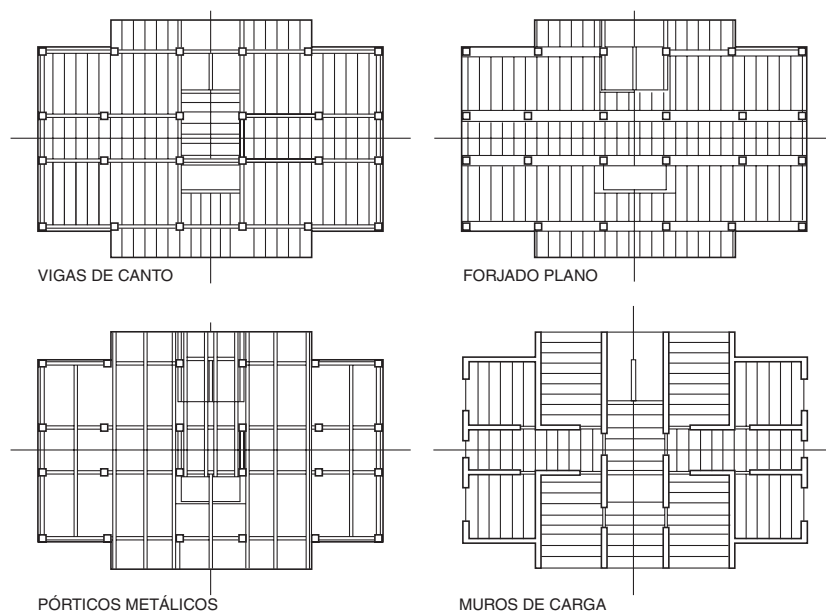


Figura 4.1. Disposiciones con simetría geométrica y mecánica

En edificios asimétricos se pueden conseguir estructuras simétricas separándolas en cuerpos regulares independientes mediante juntas verticales.

Igualmente debe procurarse una disposición geométrica en alzado tan regular como sea posible, evitando las transiciones bruscas de forma o rigidez entre un piso y el siguiente.

4.2.2. Disposición de masas

Cuando $a_c \geq 0,12g$, con objeto de evitar una concentración excesiva de tensiones, la masa total de una planta no debe exceder en más del 15% la masa de las plantas contiguas, ni en más del 50% la masa media de todas ellas. Además, si en una planta existen zonas que deban soportar cargas que excedan en un 25% a la carga general media, dichas zonas deben situarse en torno al centro de la planta.

4.2.3. Disposición de elementos estructurales

Debe procurarse una distribución uniforme y simétrica de rigideces en planta y una variación gradual de rigideces a lo largo de la altura. Ningún elemento estructural debe cambiar bruscamente de rigidez.

Si existiesen plantas de diferente esbeltez, o diáfanas en edificios con el resto de las plantas muy compartimentadas, debe tenerse en cuenta la diferencia de rigidez entre las plantas.

Si se confía la resistencia de los esfuerzos horizontales a elementos de gran rigidez como pantallas, muros, triangulaciones, etc., éstos deben colocarse al menos en dos direcciones, a ser posible ortogonales, en posición simétrica y preferiblemente en el perímetro exterior de la planta. En el caso de disponer los elementos de gran rigidez en forma de núcleo, es prioritario que éste se sitúe en la planta en una posición centrada.

Cuando $a_c \geq 0,16g$, los elementos resistentes a sismo serán redundantes, de forma que el fallo de uno de ellos no implique grandes cambios en la posición del centro de rigidez, y por tanto, de la excentricidad de masas (Figura 4.2).

Para evitar 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 evitará en lo posible que descansen sobre las vigas elementos resistentes principales de la estructura, tales como otras vigas o soportes. Cuando no pueda evitarse, el modelo de la estructura incluirá en ese nudo un grado de libertad vertical, se contemplarán las acciones sísmicas verticales, y —debido a la fragilidad— se calcularán las sollicitaciones de cortante de las vigas que acometan al nudo con un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$.

Debe procurarse 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 éstas que la seguridad al esfuerzo cortante sea superior a la de momento.

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

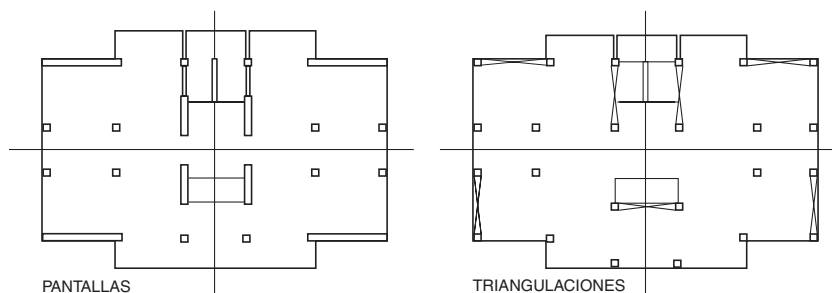


Figura 4.2. Disposiciones de elementos resistentes

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, especialmente los núcleos verticales de comunicación como las escaleras, estarán dotadas de resistencia y ductilidad adicional para facilitar su utilización, aún en el caso de sismos importantes.

4.2.5. Juntas entre construcciones

Toda construcción debe estar separada de las colindantes una distancia mínima para mitigar los efectos del choque durante los movimientos sísmicos.

Toda construcción se separará de las lindes edificables de propiedad adyacentes y en toda su altura no menos que el desplazamiento lateral máximo por sismo, u , ni menos de 1,5 cm, a fin de evitar el choque con las estructuras contiguas durante los movimientos sísmicos.

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

$$u = 33 \alpha_1 \cdot (a_c/g) \cdot T_F^2$$

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

Las juntas entre cuerpos de edificios deben ser preferentemente planos verticales y con una anchura de, al menos, la suma de los desplazamientos laterales máximos, u , de los dos cuerpos.

En las zonas con $a_c \geq 0,16g$ no deben proyectarse juntas de apoyo en libre dilatación, salvo si se realiza un estudio especial.

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

Debe evitarse la coexistencia, en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos, por ejemplo, de zapatas o losas con los de pozos o pilotes.

La cimentación se debe disponer sobre un terreno de características geotécnicas homogéneas. Si el terreno de apoyo presenta discontinuidades o cambios sustanciales en sus características, se fraccionará el conjunto de la construcción de manera que las partes situadas a uno y otro 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 concluye que es probable que el terreno licue en el terremoto de cálculo, deberán evitarse las cimentaciones superficiales, a menos que se adopten medidas de mejora del terreno para prevenir la licuación. Análogamente, en las cimentaciones profundas, las puntas de los pilotes deberán llevarse hasta suficiente profundidad bajo las capas licuables, para que pueda desarrollarse en esa parte la necesaria resistencia al hundimiento.

4.3.2. Elementos de atado

Cada uno de los elementos de cimentación que transmita al terreno cargas verticales significativas deberá enlazarse con los elementos contiguos en dos direcciones mediante dis-

positivos de atado situados a nivel de las zapatas, de los encepados de pilotes o equivalentes, capaces de resistir un esfuerzo axial, tanto de tracción como de compresión, igual a la carga sísmica horizontal transmitida en cada apoyo (Figura 4.3).

Cuando $a_c \geq 0,16g$ los elementos de atado deberán ser vigas de hormigón armado.

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 menor 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.

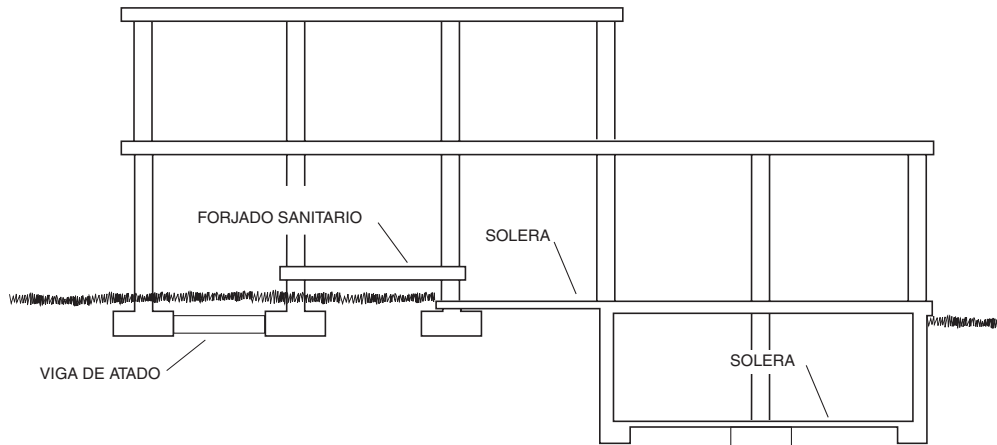


Figura 4.3. Disposición de elementos de atado

4.3.3. Reglas específicas para cimentaciones de pilotes

No se considerará la resistencia de fuste de los pilotes en los tramos de terreno susceptibles de licuar durante el sismo de cálculo, ni en los situados por encima de esos estratos.

Los pilotes deben enlazarse adecuadamente al encepado o al elemento estructural equivalente.

En los pilotes de hormigón armado la armadura longitudinal deberá extenderse desde la cabeza del pilote hasta cuatro diámetros por debajo de la zona crítica más profunda, con un mínimo de 6 metros. Son zonas críticas aquellas en las que se alcanzaría primero su agotamiento estructural durante un terremoto. La armadura longitudinal deberá estar formada por barras de diámetro mayor o igual que 12 mm, en número mínimo de 6 y separadas como máximo 20 cm. La cuantía mínima de acero será el 0,4% de la sección total en los pilotes hormigonados in situ y el 1% en los prefabricados. En los pilotes de hormigón encamisados con chapa, la sección de ésta, descontada la previsión de corrosión, puede sustituir parcialmente (como máximo el 50%) a la armadura longitudinal requerida.

La armadura transversal deberá extenderse en toda la longitud de la armadura longitudinal. Puede estar constituida por cercos o espiral, cuyos diámetros deberán ser mayores o iguales de 6 mm y con una cuantía volumétrica ρ_s y un espaciado s que cumplan las siguientes condiciones:

— En las zonas críticas:

$$\rho_s \geq 0,8\%$$

$$s \leq 10 \text{ cm}$$

— En el resto del pilote:

$$\rho_s \geq 0,6\%$$

$$s \leq 15 \text{ cm}$$

4.4. De las estructuras de muros de fábrica

4.4.1. Criterio general de diseño

Para cumplir los requisitos de índole general (artículo 4.1), deben disponerse muros resistentes en las dos direcciones principales en planta de la manera más uniforme y simétrica posible.

Se evitarán cambios bruscos de rigidez producidos por cambios en los materiales.

Cuando $0,08g \leq a_c \leq 0,12g$, la altura máxima de una estructura de muros será de 4 plantas y cada una de ellas de una altura no superior a 20 veces el espesor del muro. No se presentarán cambios de rigidez por causa de variaciones del espesor superiores a medio canto del forjado en el paso de una planta a otra, ni por disposición de huecos muy diversos entre plantas sucesivas. Si $a_c > 0,12g$ la altura máxima será de dos plantas.

En cualquier caso, una estructura de muros se considerará una solución «no dúctil», incluso aunque se dispongan los refuerzos que se prescriben en este capítulo.

El espesor mínimo para muros exteriores de una sola hoja será de 14 cm y de 12 cm para los interiores. Además, para una aceleración de cálculo $a_c \geq 0,12g$, el espesor mínimo de los muros exteriores de una hoja será de 24 cm, si son de ladrillo cerámico, y de 18 cm si están contruidos de bloques. Si se trata de muros interiores el espesor mínimo será de 14 cm.

Para el caso de muros exteriores de dos hojas (capuchinos) y si $a_c \geq 0,12g$, ambas hojas estarán contruidas con el mismo material, con un espesor mínimo de cada hoja de 14 cm y el intervalo entre armaduras de atado o anclajes será inferior a 35 cm, en todas las direcciones. Si únicamente es portante una de las dos hojas, su espesor cumplirá las condiciones señaladas anteriormente para los muros exteriores de una sola hoja.

Para los valores de $a_c \geq 0,08g$, todos los elementos portantes de un mismo edificio se realizarán con la misma solución constructiva.

4.4.2. Huecos, entrepaños y rozas

Cuando $a_c \geq 0,12g$, los huecos de paso, puertas y ventanas en los muros resistentes estarán distribuidos en planta del modo más regular posible, superponiéndose los correspondientes a las distintas plantas.

La distancia entre los huecos no será menor de 60 cm, ni la existente entre un hueco y una esquina inferior a 80 cm. En caso contrario, los paños que hayan entre ellos no se considerarán resistentes y no se podrán considerar portantes.

En los muros de carga y de arriostramiento sólo se admitirán rozas verticales separadas entre sí por lo menos 2 m y cuya profundidad no excederá de la quinta parte de su espesor. En cualquier caso, el grueso reducido no será inferior a los valores especificados en el apartado anterior.

4.4.3. Enlace de los forjados al muro

La conexión entre los forjados y los muros y el monolitismo entre los diversos elementos que constituyen los forjados están encomendados a la losa superior que prescribe la norma EF-96, o la que la sustituya, con las secciones de armadura y las disposiciones constructivas que allí se especifican. Los forjados se enlazarán a los muros por medio de los encadenados que prescribe la norma NBE-FL-90.

Los forjados de viguetas sueltas, de madera o metálicas, deberán atarse en todo su perímetro a encadenados horizontales situados en su mismo nivel, para solidarizar la entrega y conexión de las viguetas con el muro. El atado de las viguetas que discurren paralelas a la pared se extenderá al menos a las tres viguetas más próximas.

4.4.4. Refuerzos en muros

Cuando $a_c \geq 0,12g$, en los muros de fábrica debe haber refuerzos verticales y horizontales a distancias menores de 5 m. Además, la diagonal de un paño entre refuerzos debe ser inferior a 40 veces el espesor del muro.

Cuando los refuerzos se realicen en hormigón, la sección transversal tendrá, al menos, 15 cm de altura y la anchura total del muro, reducida esta última, en su caso, en la cantidad mínima que se precise para la continuidad de los paramentos vistos. El armado será, al menos, de 4 ϕ 10 longitudinal más un ϕ 6 cada 25 cm como armadura transversal.

4.5. De las estructuras de hormigón armado

4.5.1. Criterios generales

Los preceptos de esta Norma están formulados en la suposición de 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 solicitación de todo soporte es siempre superior al de cualquier solicitación 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 nudo es ligeramente superior a la de cualquier solicitación 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, tal como se detalla en los apartados siguientes, y las de los nudos. Cuando el nudo entre el soporte y la viga sea de hormigón, deberá comprobarse la biela en la diagonal del mismo (Figura 4.7).

4.5.2. Vigas de hormigón

4.5.2.1. Reglas generales para vigas

Para poder considerar que la estructura, en la dirección de las vigas, se beneficia de las condiciones de ductilidad alta ($\mu = 3$), deben cumplirse los requisitos siguientes (véase Figura 4.4):

- El descuelgue bajo el forjado es superior a la profundidad de cálculo de la cabeza comprimida en la sección fisurada.
- El ancho del descuelgue, b , es al menos 0,20 m.
- En la cara superior y en todo su desarrollo se disponen al menos 2 ϕ 14.
- En la cara superior, la armadura de continuidad en un nudo interior tendrá una sección menor de $b \cdot h/40$, siendo h el canto total de la viga.
- En la cara inferior y en todo su desarrollo se disponen al menos 2 ϕ 14 y del 4 ‰.
- En la cara inferior llegará efectivamente anclada al extremo al menos una armadura $A/3$, siendo A la cuantía máxima de la armadura superior de tracción de ese mismo extremo.
- Tanto en la cara superior como en la inferior, se dispondrá, en todo su desarrollo, una armadura mínima $A/4$, siendo A la cuantía de la máxima armadura negativa entre los dos extremos. La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cálculo.
- En las zonas extremas de la viga, en una amplitud de dos cantos a partir de la cara del soporte, se dispondrán cercos de al menos 6 mm de diámetro y con una separación no mayor que:
 - $h/4$.
 - 8 ϕ_L , siendo ϕ_L el diámetro de cualquier armadura longitudinal comprimida.
 - 0,15 m.
 - En el resto de la viga los cercos tendrán una separación máxima de $h/2$.

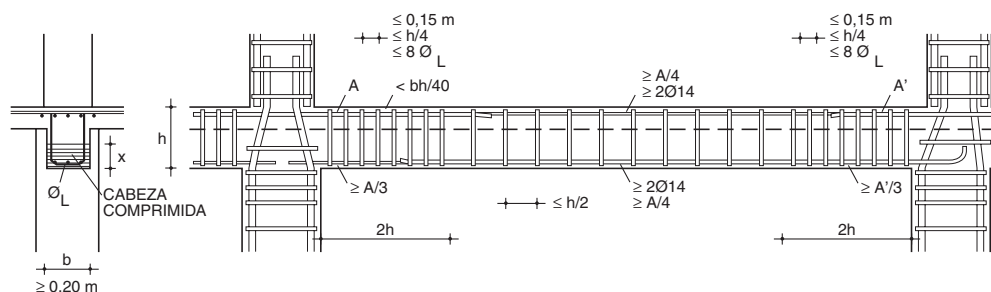


Figura 4.4. Requisitos de vigas para ductilidad alta ($\mu = 3$)

Para poder considerar que la estructura, en la dirección de las vigas, se beneficia de las condiciones de ductilidad muy alta ($\mu = 4$), no debe producirse inversión de momentos, es decir, el caso sísmico no debe provocar en extremos de las vigas momentos de ambos signos, y además de las condiciones para $\mu = 3$ del párrafo anterior, deben cumplirse los requisitos siguientes (véase Figura 4.5):

- El ancho del descuelgue, b , será al menos 0,25 m, pero inferior al de cualquiera de los soportes a los que acomete la viga.
- En la cara inferior, llegará efectivamente anclada al extremo sin continuidad al menos una armadura $A/2$, siendo A la cuantía de la armadura de tracción de ese mismo extremo.
- Tanto en la cara superior como en la inferior, se dispondrá, en todo su desarrollo una armadura mínima $A/3$, siendo A la cuantía de la máxima armadura negativa entre los dos extremos.
- Existirá una armadura de piel longitudinal de al menos $2 \phi 10$, cada 0,25 m de canto.
- En las zonas extremas de la viga, en una amplitud de dos cantos a partir de la cara del soporte, se dispondrán cercos de diámetro de al menos 6 mm y con una separación menor de:
- $6 \phi_L$, siendo ϕ_L el diámetro de cualquier armadura longitudinal comprimida.

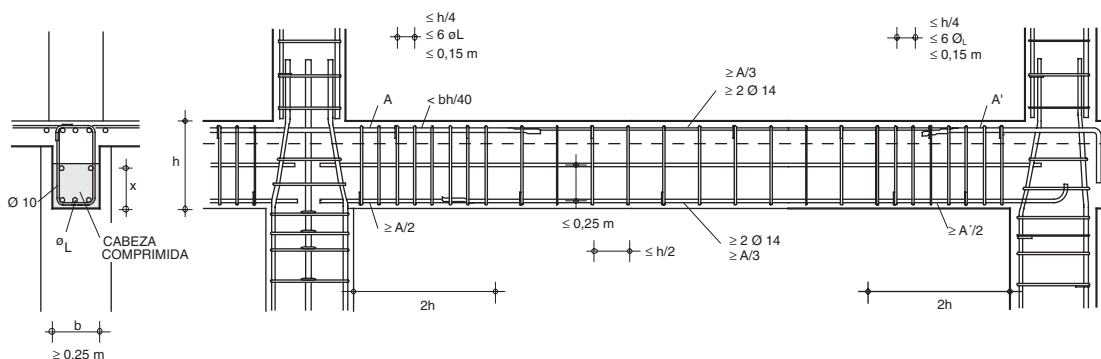


Figura 4.5. Requisitos de vigas para ductilidad muy alta ($\mu = 4$)

Independientemente del valor de μ , cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_c , sea igual o superior a $0,16g$, la armadura longitudinal de las vigas principales será al menos $2 \phi 16$, y de $0,004b \cdot h$, extendida a todo su desarrollo, y la separación de cercos, en una amplitud de $2h$ desde la cara del soporte, no será superior a 0,10 m (véase Figura 4.6).

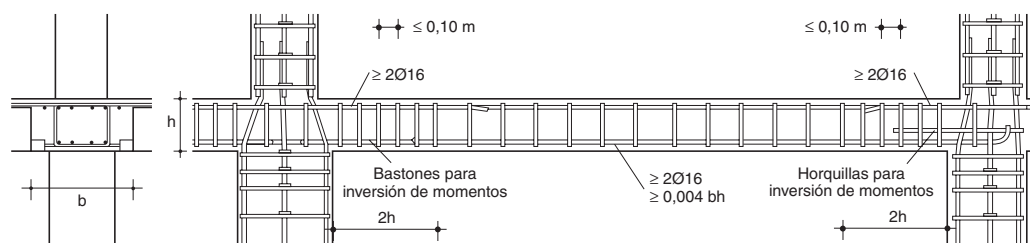


Figura 4.6. Requisitos de vigas para $a_c \geq 0,16g$

Además, sea cual sea la aceleración sísmica de cálculo o el grado de ductilidad elegido, cuando el nudo entre soporte y viga es de hormigón, deberá comprobarse la biela en la diagonal del mismo (ver Figura 4.7).

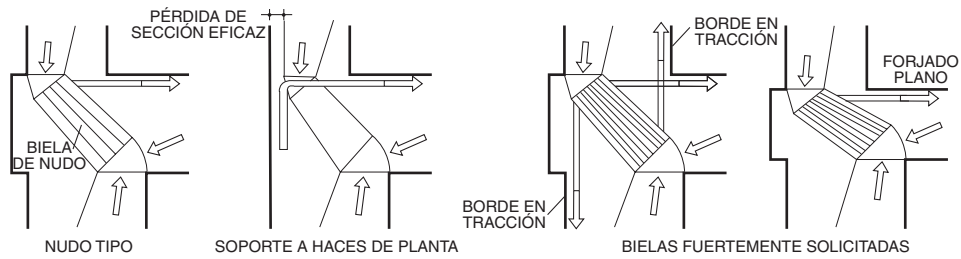


Figura 4.7. Modelo de nudo extremo

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 (Figura 4.8.a), 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 (Figura 4.8.b), 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, (Figura 4.8.c), 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.

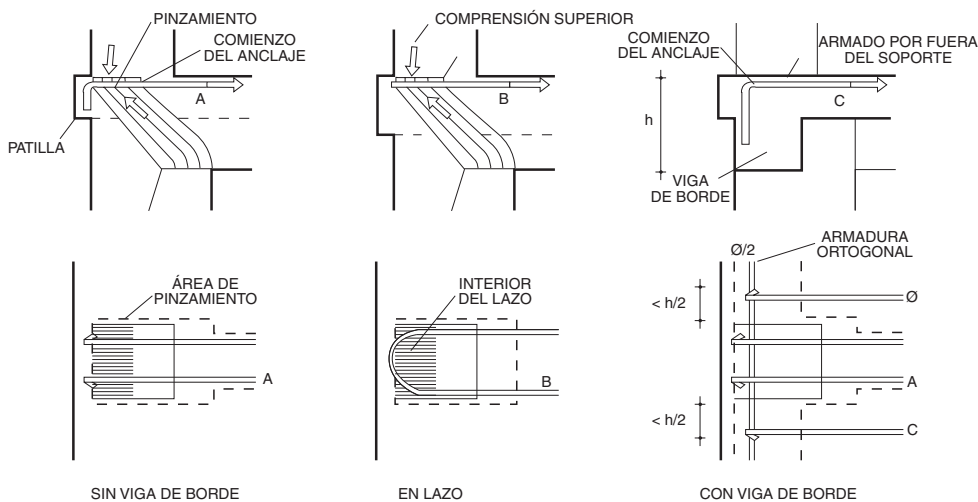


Figura 4.8. Armaduras superiores en nudo extremo con soporte de hormigón

Si el soporte es metálico, con fuste pasante a través del forjado (Figura 4.9), 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 solapamiento será la de anclaje, con la reducción, en su caso, del efecto de patilla o armadura soldada transversal (Figura 4.10).

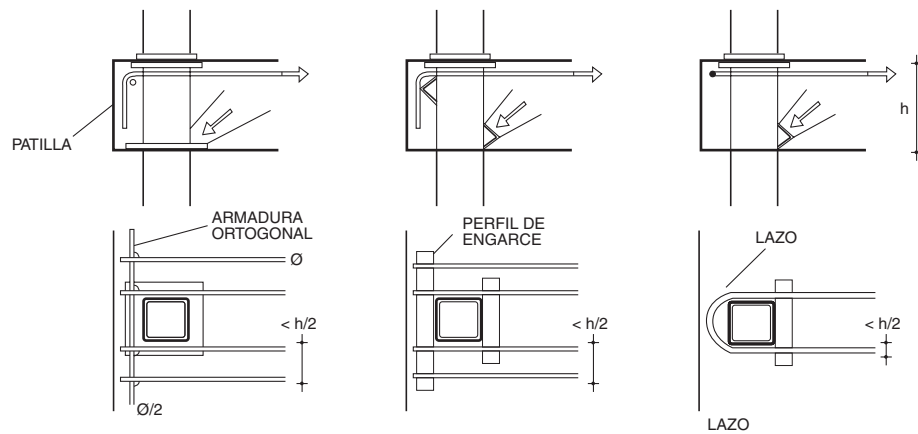


Figura 4.9. Armaduras superiores en nudo extremo con soporte metálico

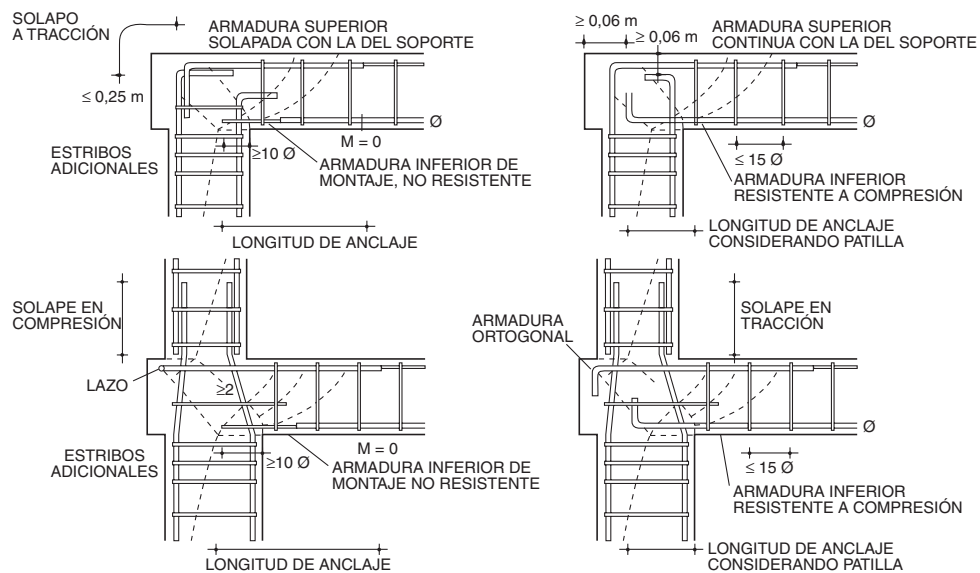


Figura 4.10. Disposición de armaduras en nudo extremo

La armadura superior de continuidad en un nudo interior, que sea necesaria por sollicitación sísmica, puede disponerse en una banda de ancho igual al del soporte más medio canto de la viga a cada lado de él (Figura 4.11), 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 para 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 interior del soporte, pudiendo contar con la mejora que permite el doblado en patilla (consúltense las Figuras 4.4, 4.5 y 4.6).

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 10ϕ 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.

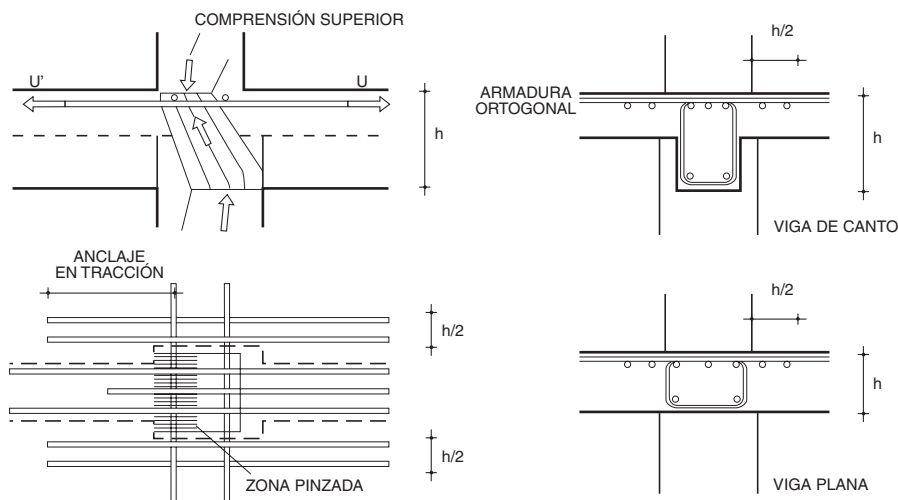


Figura 4.11. Armaduras de continuidad en nudo interior

En un nudo interior, para tener en cuenta a compresión las armaduras dispuestas por fuera del soporte, éstas deberán solaparse la correspondiente longitud de anclaje (ver Figura 4.12).

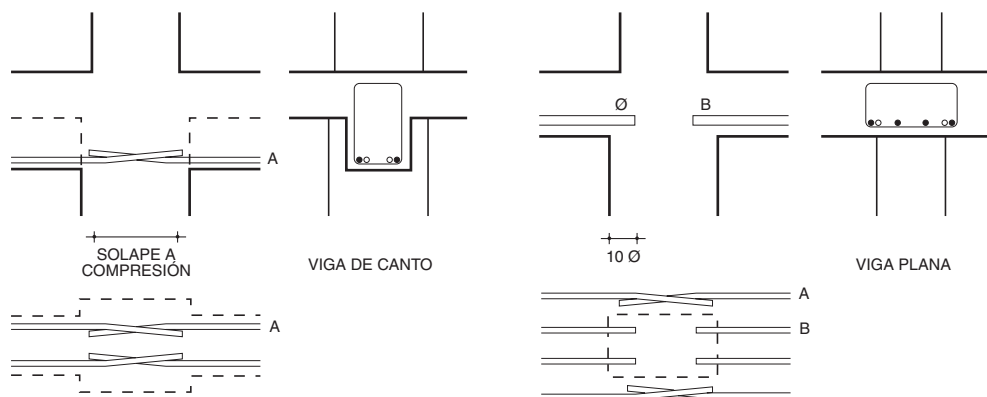


Figura 4.12. Solape de armadura inferiores

4.5.2.4. Condiciones particulares para estribos

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

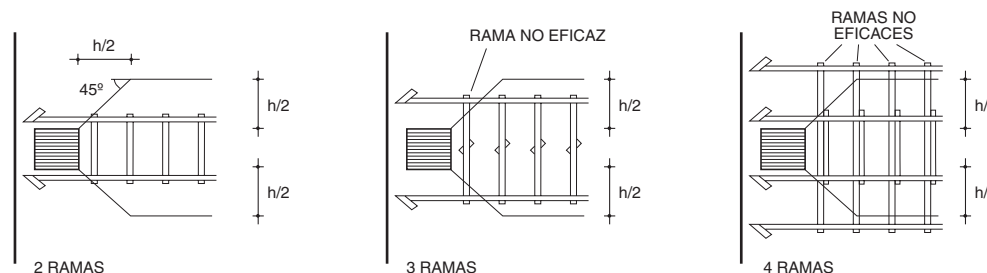


Figura 4.13. Ramas de estribos computables a cortante

Cuando la viga es plana, sobre todo si el soporte es de sección alargada en la dirección de la viga, conviene que el estribado de ésta 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 (Figura 4.14).

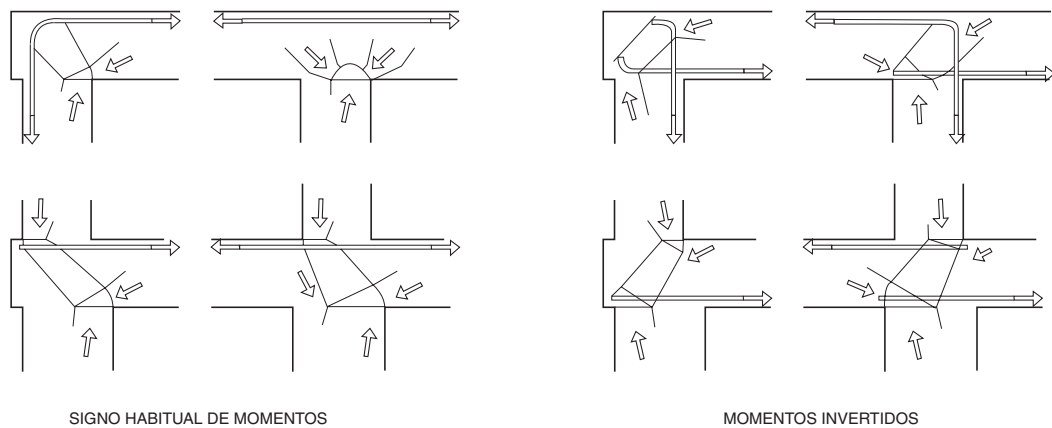


Figura 4.14. Inversión de momentos

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 (Figura 4.15).

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.

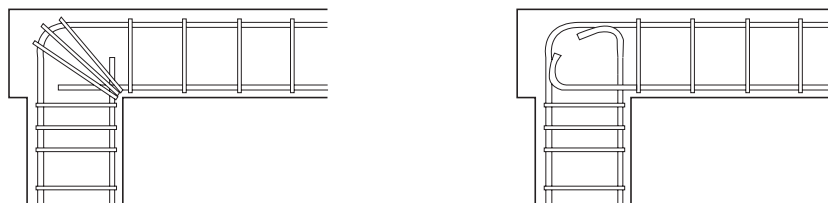


Figura 4.15. Inversión de momentos en nudos extremos de última planta

4.5.3. Soportes

4.5.3.1. Reglas generales de soportes

En soportes de hormigón (Figura 4.16), cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_c , sea igual o superior a $0,12g$:

- La dimensión mínima no será inferior a 0,25 m.
- El armado longitudinal estará constituido por al menos tres barras en cada cara (seis en secciones circulares), con un intervalo no superior a 0,20 m.
- La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cálculo.

— En las zonas extremas del soporte, en una amplitud medida a partir del entronque con el forjado o viga de al menos dos cantos, y si la viga es de descuelgue también al paso por el nudo, se dispondrán cercos de diámetro de al menos 6 mm y con un intervalo no mayor que:

- $c/3$, siendo c la dimensión menor del soporte.
- 0,10 m si la armadura longitudinal es ϕ 12 o ϕ 14, y 0,15 m si es ϕ 16 o mayor.

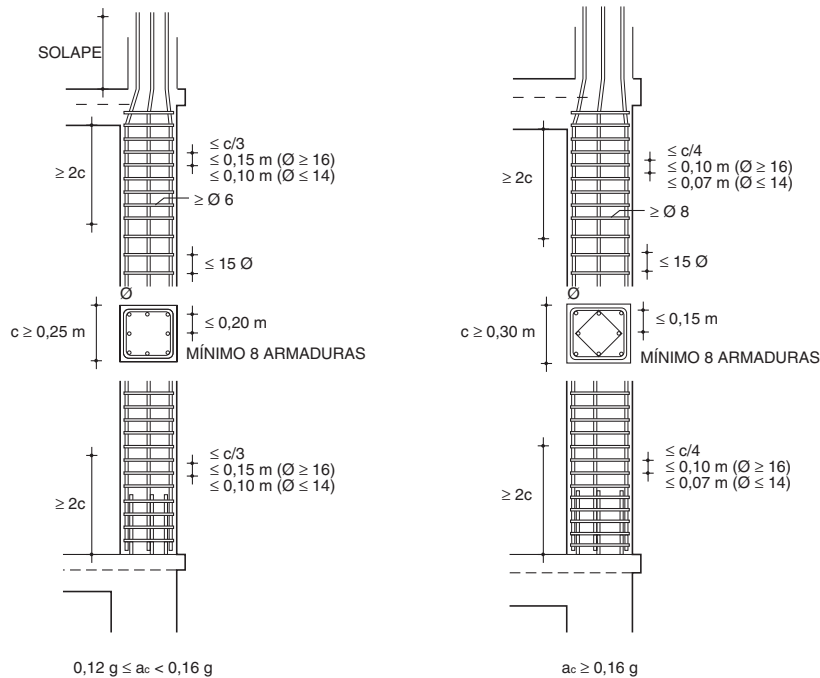


Figura 4.16. Armado de soportes de hormigón

Además, cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o superior a 0,16g:

- La dimensión mínima no será inferior a 0,30 m.
- El intervalo entre barras longitudinales no será superior a 0,15 m.
- La sección de la armadura longitudinal no será inferior al 1% ni superior al 6% de la sección de hormigón.
- En las zonas extremas del soporte, en una amplitud medida a partir del entronque con el forjado o viga de al menos dos cantos, y al paso por el nudo, se dispondrán cercos de diámetro al menos 8 mm y con un intervalo no mayor que:

- $c/4$, siendo c la dimensión menor del soporte.
- 0,07 m si la armadura longitudinal es ϕ 12 o ϕ 14, y 0,10 m si es ϕ 16 o superior.

Además de las condiciones generales, en todo soporte, sea cual sea la aceleración sísmica de cálculo, deben respetarse 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 pueden 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 (Figura 4.17).

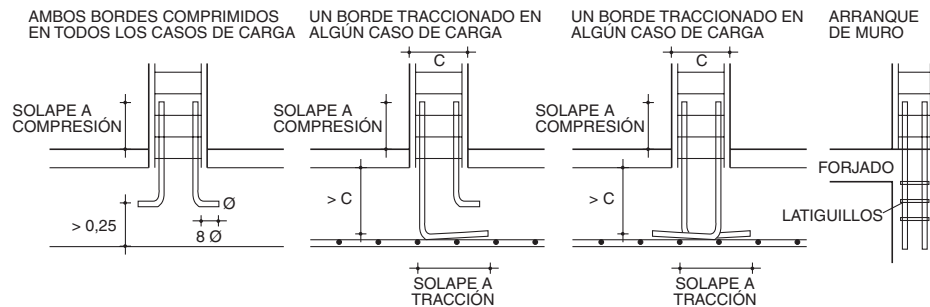


Figura 4.17. Arranque de armaduras de espera de soporte

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 revienta 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 (véase Figura 4.18).

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

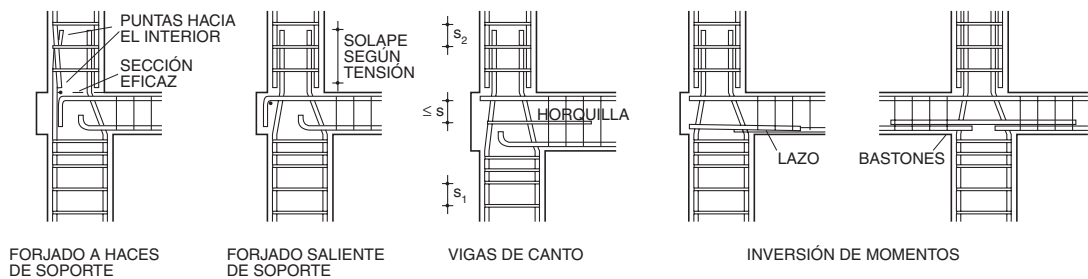


Figura 4.18. Nudos intermedios

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 de 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 (Figura 4.19), si ambos bordes del soporte se encuentran comprimidos, en todas las hipótesis de carga consideradas en el cálculo, podrá acudirse a la solución en patilla, siempre que ésta 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, si eso sucede por acción sísmica, lo será alternativamente en ambos—, resulta preferible conseguir la longitud de anclaje para dicha tracción por doblado hacia adentro 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.

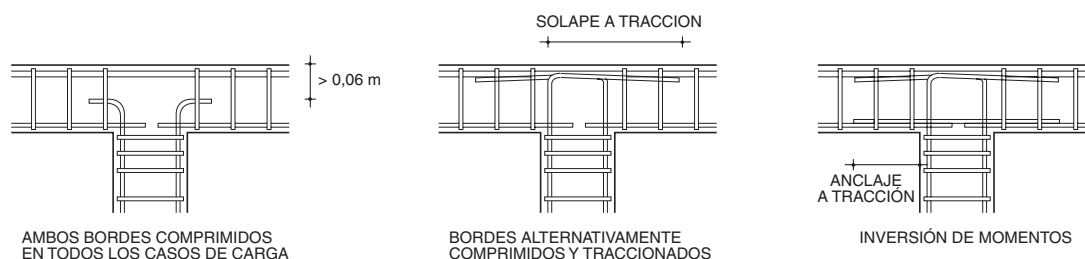


Figura 4.19. Nudos superiores

4.5.4. Forjados

Los puntos en que un forjado unidireccional, bidireccional o losa, acomete perpendicularmente a un soporte extremo, deben tratarse como un nudo extremo de pórtico, siéndole de aplicación las consideraciones ya señaladas para este caso en el apartado de vigas (Figura 4.20).

En particular, las armaduras superiores dispuestas para soportar el momento debido a la acción sísmica en dirección perpendicular al 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 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.

En los edificios con pantalla de rigidización, cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o mayor de $0,16g$, si la acción horizontal se canaliza a través del esfuerzo rasante en el plano de la capa superior del forjado, ésta tendrá como mínimo $0,05$ m si hay bovedillas y $0,06$ m si no las hay, incrementándose la armadura de reparto en un 50% respecto a lo establecido con carácter general.

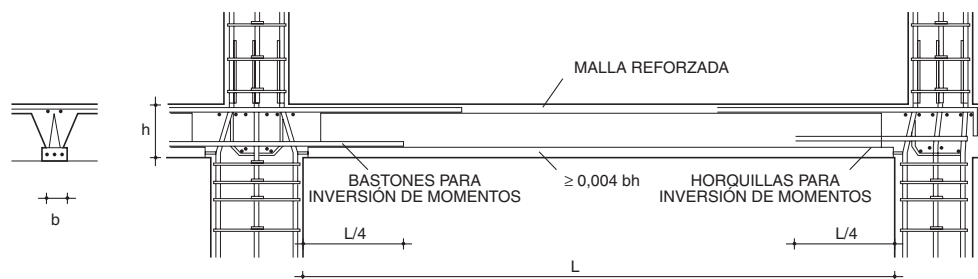


Figura 4.20. Requisitos de forjados para $a_c \geq 0,16g$

4.5.5. Pantallas de rigidización

Es conveniente que las pantallas que se utilicen como elementos de rigidización y resistencia ante acciones horizontales sean continuas en toda la altura de la construcción, llegando hasta la cimentación sin cambios importantes ni en el ancho, ni en el espesor. Si existen huecos, éstos se alinearán verticalmente.

Cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o mayor que $0,16g$ o para poder considerar en la dirección de la pantalla ductilidad alta o muy alta ($\mu = 3$ ó $\mu = 4$), se cumplirá:

- El espesor será al menos $0,15$ m y mayor que $h/20$.
- La armadura base estará formada por dos mallas, con intervalo, entre barras de la malla, no superior a $0,15$ m.
- La sección de cada familia de mallas no será inferior al $0,25\%$ ni superior al 4% de la sección de hormigón.
- En la parte baja de los dos bordes de la pantalla se dispondrán cercos como se indica en la figura 4.21.

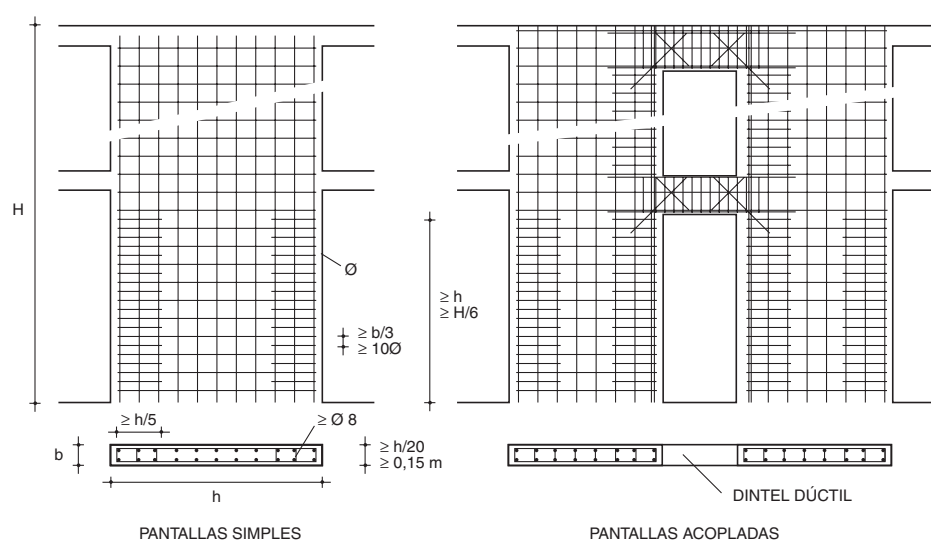


Figura 4.21. Armado de pantallas

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 suficiente rigidez y ductilidad al encuentro.

Para considerar algún grado de ductilidad en las estructuras de pisos debe garantizarse la ductilidad en 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 li-

neal. 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 ésta 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 ésta 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, groeras 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 las 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 los tornillos.

4.6.4. Estructuras 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 las 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., deben enlazarse correctamente 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.

Si $0,16g > a_c \geq 0,08g$, los paños de cerramiento o paredes de partición que superen los 5 m de longitud o los 20 m² de superficie deberán subdividirse enlazándolos a elementos secundarios intermedios. Cuando $a_c \geq 0,16g$ deberá hacerse a partir de los 3 m de longitud o los 10 m² de superficie.

Cuando los cerramientos se hagan con elementos prefabricados de gran formato, y éstos 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 elementos con el borde superior libre, como antepechos, parapetos y chimeneas, deben enlazarse correctamente 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 forma análoga anclándolas a su cimentación.

Además, cuando $a_c \geq 0,12g$ los muros o petos con el borde superior libre y con más de un metro de altura, se rematarán con un encadenado de coronación, disponiendo refuerzos verticales anclados a la estructura o a la cimentación.

4.7.4. Vías de evacuación

Además, 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.

Cuando $a_c \geq 0,16g$ no deben proyectarse escaleras construidas sobre bóvedas tabicadas, ni las formadas por peldaños en voladizo empotrados en muros de fábrica.

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 (por ejemplo, en lira) 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.

Comentarios

C.4.1. Introducción

Las reglas de diseño y prescripciones constructivas que han de cumplir todas las construcciones a las que sea aplicable la Norma son obligatorias sean cuales sean los resultados del cálculo. Estas reglas han sido extraídas de la observación del comportamiento de elementos estructurales y no estructurales en terremotos destructores y pretenden recoger las lecciones sacadas de dicha experiencia.

más importantes cuanto mayor sea la altura de la construcción, y se dirigen a prevenir acoplamientos indeseables entre oscilaciones de rotación y de traslación. Para cumplir la regularidad en alzado, es recomendable que la reducción de dimensiones en cualquier planta no sea mayor del 20% de la dimensión de la planta inferior si se mantiene el centro de gravedad y del 10% si no se mantiene. Esta reducción puede llegar al 50% en el 15% superior del edificio.

C.4.2. Reglas de índole general

C.4.2.1. Forma del edificio

La experiencia indica que los edificios con disposiciones no simétricas o irregulares resultan más dañados en los terremotos. Son desaconsejables disposiciones en planta rectangular muy alargada (Figuras C.4.1 y C.4.2), las irregulares o las de forma de «L», «H», «U», «T», «Z», etc.

Las reglas de simetría y forma de la planta son tanto

C.4.2.2. Disposición de masas

La distribución irregular de masas en altura afecta a la distribución de esfuerzos en la estructura. En particular, la existencia de grandes masas en las plantas superiores o en el tejado influye desfavorablemente en el comportamiento ante el sismo. Además, en el caso de piscinas o depósitos, se pueden producir efectos complejos adicionales (Figura C.4.3).

La disposición irregular de masas dentro de una misma planta ocasiona excentricidades de torsión por lo que situarlas cerca del centro reduce este efecto.

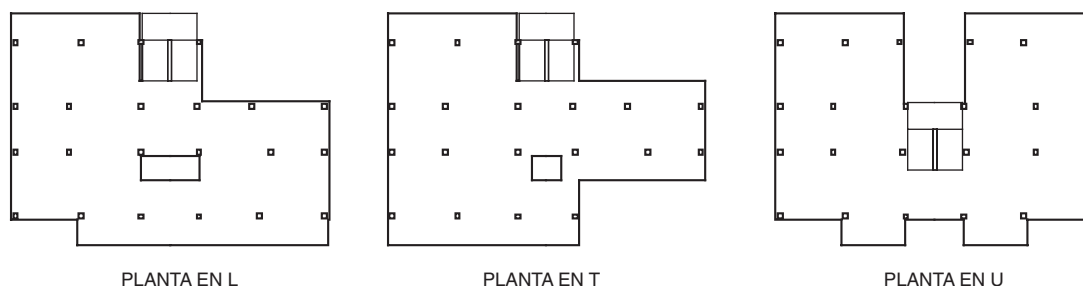


Figura C.4.1. Plantas en «L», «T», «U»

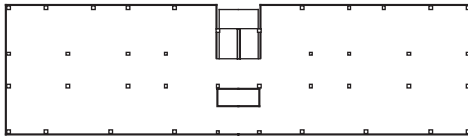


Figura C.4.2. Planta rectangular muy alargada

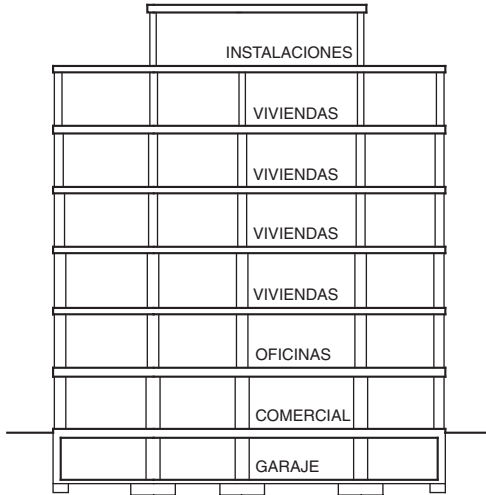


Figura C.4.3. Distribución uniforme de masas en altura

C.4.2.3. Disposición de elementos estructurales

Los dispositivos resistentes a esfuerzos horizontales constituidos por muros pantalla o de cortante proyectados de acuerdo al articulado dotan generalmente al edificio de una sobrerresistencia útil y limitan las deformaciones durante el sismo y, por tanto, los daños, a los elementos secundarios, a las juntas y a los edificios contiguos.

Para evitar la concentración de daños en algunos elementos concretos de la estructura, es deseable un grado homogéneo de seguridad. Debe evitarse sobre todo que alguna sección o pieza aislada tenga un coeficiente de seguridad mucho menor que el resto de la estructura. Esta prescripción deberá cuidarse, sobre todo, en las secciones críticas, tales como soportes y extremos de vigas, de forma que ante un sismo importante, se pueda alcanzar con gran simultaneidad la cedencia en gran número de secciones, distribuyéndose adecuadamente la plasticidad necesaria para aplicar el valor de μ utilizado en el cálculo. Debe evitarse el apoyo de pilares sobre vigas o el embrochado de una viga principal en otra, dado que las vigas son muy sensibles a las componentes verticales en caso de sismo, por lo que los encuentros constituyen puntos frágiles. No es preciso considerar como tales los embrochados de pequeño porte, como los de viguetas a viga o los de zunchos o vigas cortas que existen generalmente en torno a la solución de vuelos, huecos de ascensores y cajas de escalera. Garantizar que las vigas plastifiquen antes que los soportes es en general difícil cuando el forjado está construido con vigas planas, reticulados sin vigas, losas, etc. Este comportamiento se garantiza mejor cuando las vigas son de canto.

Si la acción del sismo es capaz de invertir el signo de los momentos en alguna de las vigas, la sollicitación en el nudo es mayor que en cada una de las piezas, pudiéndose llegar a la rotura de éste antes de que plastifiquen vigas y soportes.

C.4.2.4. Elementos no estructurales

Ante la acción del sismo todo elemento que suministre rigidez a la construcción se convierte parcialmente en estructura resistente, suponiendo una ventaja indudable en caso de pequeños sismos al evitar vibraciones y oscilaciones inconvenientes. Sin embargo, ante sismos importantes, los elementos no estructurales deben dejar trabajar a la estructura y no comprometer su entrada en carga, ni provocar comportamiento frágil en el conjunto.

En general, resulta recomendable que la estructura resistente sea la parte más rígida de la construcción. Las escaleras son elementos críticos de los edificios en caso de ocurrencia de terremoto. Su integridad es, por tanto, necesaria.

Hay que tener en cuenta que la caída de elementos de fachada no se produce solamente mientras dura el sismo. En general, todo sismo posee réplicas menores que pueden acabar desprendiendo elementos parcialmente rotos por el sismo principal, y que la lluvia o viento pueden producir el mismo efecto horas o días más tarde.

Para evitar el daño que pudieran originar los desprendimientos de elementos de fachada, es recomendable proteger con marquesinas o porches los accesos a los edificios de altura importante, sitios en zonas de sismicidad muy alta.

C.4.2.5. Juntas entre construcciones

Para evitar el choque entre construcciones colindantes durante los movimientos sísmicos, el ancho de la junta en cada nivel no debería ser inferior a la suma de los desplazamientos laterales máximos de las construcciones colindantes, calculados para dichos niveles.

Aun cuando el ancho de la junta pueda ser variable con la altura, resulta más seguro mantener el mismo ancho en toda su altura.

Como los modelos de oscilación son aproximados y los efectos de un posible impacto son difíciles de cuantificar, debe cuidarse el ancho de junta sobre todo en el caso de construcciones colindantes o partes del mismo edificio de muy diferente altura y rigidez, y cuando los forjados de ambas edificaciones puedan golpear en puntos intermedios de soportes. Por ello, es recomendable que las construcciones colindantes posean los forjados de cada planta al mismo nivel.

C.4.3. De la cimentación

C.4.3.1. Criterio general de diseño

Aunque debe evitarse la coexistencia, en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos, en los casos en que la

estratificación no es horizontal y la capa de firme tiene desnivel —lo que obliga a cimentar sobre el mismo estrato a profundidades distintas— es admisible cimentar con zapatas en las zonas en que el firme es más superficial y mediante relleno de pozos de hor-

migón en masa con zapata superior en las zonas en que el mismo firme está más profundo. No se consideran sistemas diferentes la cimentación con zapatas aisladas y corridas, ni la combinación de pilotes y pantallas profundas (Figura C.4.4).

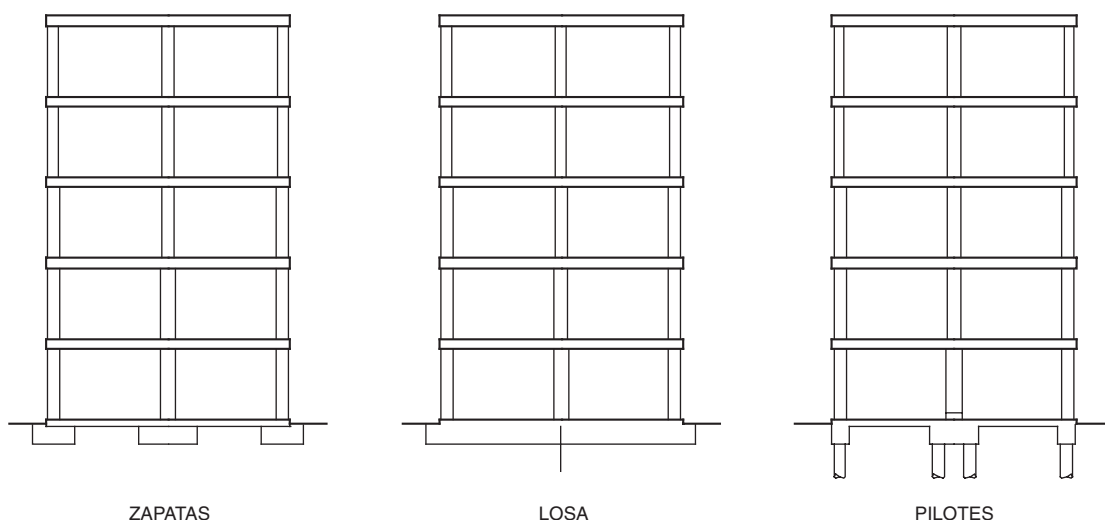


Figura C.4.4. Ejemplos de cimentaciones adecuadas

La existencia de pilares cortos entre el primer forjado y la cimentación obliga a considerar éstos en el modelo de análisis de la estructura.

La existencia de un muro perimetral de sótano, que garantice a esa parte de la estructura un comportamiento rígido, permite considerar como estructura oscilante la que existe a partir del forjado de nivel más alto que se enlaza con el muro.

El estudio de la seguridad ante la licuación se puede hacer mediante la comparación de la tensión tangencial horizontal equivalente al terremoto, τ_E , con la resistencia del terreno a la licuación, R_L , para lo que podrán utilizarse los procedimientos establecidos en la práctica de la ingeniería geotécnica sísmica o el siguiente procedimiento simplificado basado en el ensayo SPT, válido para terrenos de superficie horizontal y que se aplicará a todas las capas licuables situadas en la profundidad definida en el articulado. Se considera que se dispone de suficiente seguridad ante la licuación si, a todas las profundidades, se verifica que:

$$\tau_E \leq R_L/1,5$$

siendo τ_E la tensión tangencial equivalente al terremoto, que podrá suponerse igual a:

$$\tau_E = 0,65r_d \cdot \sigma_v \cdot (a_d/g)$$

donde:

$$r_d = 1 - 0,015z$$

siendo

z la profundidad en metros.

σ_v es la tensión total vertical sobre el plano horizon-

tal, variable con la profundidad z , a la que se comprueba la licuación.

a_c es la aceleración sísmica de cálculo, según 2.2.
 g es la aceleración de la gravedad.

y siendo R_L la resistencia del terreno a la licuación, que puede obtenerse mediante la expresión:

$$R_L = K_M \cdot R_1 \cdot \sigma'_v$$

donde

$$K_M = 1,5 - 1,8(K - 1)^{1/2}$$

K es el coeficiente de contribución definido en 2.1. R_1 se lee en la figura C.4.5 en función del golpeo en el ensayo SPT normalizado, para una energía útil del 60% de la nominal y a una presión efectiva vertical de 100 kPa (1 kp/cm²) ($N_{1,60}$), de valor:

$$N_{1,60} = N \cdot (E_R/60) \cdot (1/\sigma'_v)^{1/2}$$

E_R es el porcentaje de la energía de los golpes en el ensayo SPT que llega realmente al terreno.

σ'_v es la tensión efectiva vertical, en kp/cm², sobre un plano horizontal, a la profundidad z .

C.4.3.2. Elementos de atado

Si el primer forjado está muy próximo a las zapatas o encepados, se podrá considerar su efecto en el atado de la cimentación.

Cuando se efectúe el atado de la cimentación con la solera inferior de hormigón, será necesario armar la solera con una cuantía geométrica del 2%, y enla-

zarla a los pilares de borde para resistir los esfuerzos prescritos en éstos.

C.4.3.3. Reglas específicas para cimentaciones de pilotes

En pilotes de hormigón moldeados in situ, el anclaje se consigue penetrando las armaduras longitudinales en el encepado, o en el elemento estructural con el que enlacen, en una longitud 10ϕ mayor que la necesaria para el anclaje ante esfuerzos estáticos, siendo ϕ el diámetro de la armadura.

El anclaje de los pilotes prefabricados requiere la adopción de medidas especiales.

Normalmente las zonas críticas se encuentran en la cabeza de los pilotes, en el empotramiento con el encepado y en las transiciones bruscas entre capas muy diferentes, incluidos los extremos de las capas licuables.

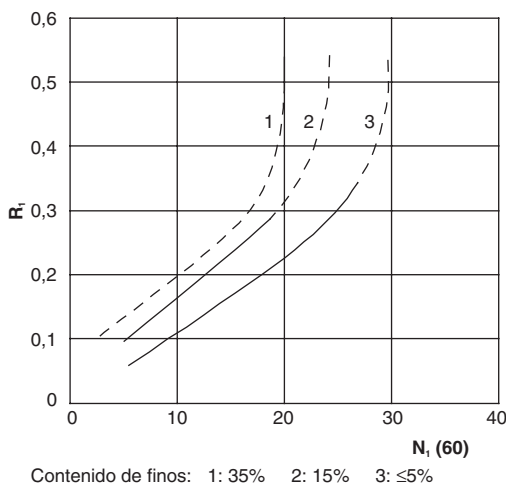


Figura C.4.5. Relación entre el coeficiente de tensiones que causa la licuación en arenas limpias y arenas limosas y el golpeo corregido en el SPT, $N_{1,60}$

C.4.4. De las estructuras de muros de fábrica

C.4.4.1. Criterio general de diseño

El cálculo, así como las condiciones de proyecto y ejecución de las estructuras de fábricas de ladrillo, se encuentran recogidas en la norma NBE-FL-90.

La resistencia a acciones horizontales en muros no armados sólo puede darse en su propio plano que lo contiene, por lo que se insiste en el articulado en que los muros se dispongan en las dos direcciones principales de la planta. A poder ser, sería preferible incluso formar con los muros cajones rectangulares en toda su altura.

Si un paño se realiza de hormigón armado, éste debe ser del mismo material desde la cimentación.

La resistencia al corte de los muros, necesaria para resistir las sollicitaciones horizontales dinámicas, mejora cuanto mayor es la sollicitación de compresión en los muros. Por ello es conveniente que todos ellos, los principales y los de arriostramiento, estén

suficientemente cargados; si es necesario, los forjados se dispondrán contrapeados, adoptando en ese caso hipótesis conservadoras sobre la continuidad de los extremos de los forjados.

Si $a_c < 0,12g$ bastará cumplir lo que especifica para los muros capuchinos la norma NBE FL-90.

Se considera inadmisibles que en un mismo edificio, y en una zona con $a_c \geq 0,12g$, se mezclen muros de bloque de mortero con obra de fábrica de ladrillo o que se interpongan muros de hormigón, a no ser que éstos sean elementos pantalla con la misión específica de resistir la totalidad de los esfuerzos del sismo, sea cual sea la dirección en que éste actúe.

C.4.4.2. Huecos, entrepaños y rozas

La regularidad del articulado se refiere al enfrentamiento en vertical de los huecos, y a un tamaño e intervalo entre los mismos en planta relativamente constante (Figura C.4.6).

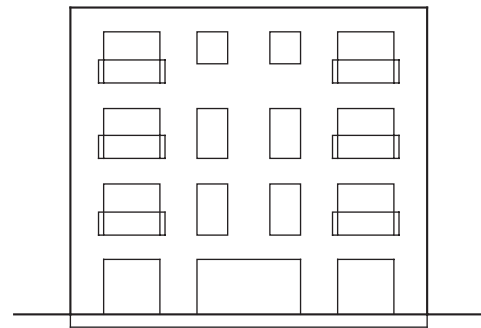


Figura C.4.6. Trazado regular de huecos

No se recomienda la carga de machones y entrepaños sobre huecos, la yuxtaposición de huecos de muy diferente tamaño, así como la proximidad de huecos a extremos libres o a esquinas.

Dado que el comportamiento mejora si todos los muros enlazan su extremo con otro transversal, en el texto de la Norma se imponen requisitos adicionales a los machones y entrepaños de poca longitud.

La figura C.4.7 refleja las dimensiones aconsejables de los entrepaños.

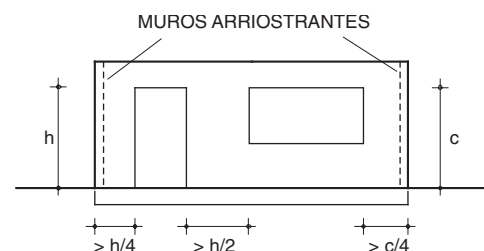


Figura C.4.7. Disposición aconsejable de huecos en muros

C.4.4.3. Enlace de los forjados al muro

El enlace de todo forjado al muro trata de asegurar la solidarización entre los muros y los elementos que constituyen los forjados por medio de barras de acero

situadas en la losa superior de hormigón, ancladas en los zunchos perimetrales prescritos. La cuantía de estas armaduras se especifica en la norma EF-96. El estribado mínimo de zunchos será un ϕ 5mm cada 20 cm.

En el caso de sismo, los muros de carga han de soportar grandes esfuerzos de corte en su conexión con los de arriostramiento, por ello se deben cumplir rigurosamente los criterios de enlace prescritos en la norma NBE-FL-90.

Si se utiliza la solución de dos hojas (como, por ejemplo, en el caso de «fachada ventilada») se tendrá un cuidado especial en garantizar que los elementos de conexión entre las dos hojas de la pared tengan suficiente resistencia y ductilidad como para que la hoja exterior no pueda romperse por flexión o desprenderse. En principio, y si no se adoptan disposiciones especiales, cabe considerar que una hoja pesada exterior sustentada débilmente no es una buena solución para una fachada en zona sísmica.

C.4.4.4. Refuerzos en muros

Aunque la estructura de muros reforzados presente rotura frágil, su comportamiento ante el sismo mejora.

C.4.5. De las estructuras de hormigón armado

C.4.5.1. Criterios generales

El criterio del articulado se traduce en que si las vigas resultan sobredimensionadas, los soportes deben, en consecuencia, sobredimensionarse aún más.

La consideración de un incremento de la longitud de anclaje por acciones dinámicas, definido en el código de hormigón vigente, es suficiente a los efectos de garantizar el anclaje en caso de sismo.

La existencia de piezas cortas, como los enanos, induce aumentos de la sollicitación por sismo que no están bien establecidos, así como una fuerte disminución de la ductilidad, por lo que hay que ser especialmente prudente.

Puede considerarse que un valor es superior a otro, cuando lo excede en un 10%.

La sollicitación de la biela limita severamente la capa-

cidad del nudo, sobre todo en el caso de forjados planos, de poco canto, con biela de mucha oblicuidad, lo que se traduce en la dificultad de contar en los soportes con armadura traccionada, pudiendo en ese caso optarse por redimensionarlos, aumentando su sección. En algunos casos la comprobación de nudo puede suministrar la condición crítica de cálculo.

C.4.5.2. Vigas de hormigón

C.4.5.2.1. Reglas generales para vigas

Las condiciones generales, aunque están expresamente escritas sólo para vigas, es recomendable tenerlas en cuenta por asimilación a otros casos como forjado reticulado, losa, o incluso forjado unidireccional en la dirección de las viguetas.

C.4.5.2.2. Condiciones particulares para la armadura superior

La armadura a la que se refiere el articulado es, en general, la que resiste la diferencia de momentos en las caras opuestas del soporte. Cuando hay inversión (ver apartado 4.5.2.5) es la correspondiente a la totalidad del momento del lado que lo posea mayor.

Si los tramos de las vigas a uno y otro lado del soporte no están en prolongación, el comportamiento es intermedio entre el de un nudo interior y el de dos nudos extremos.

C.4.5.2.3. Condiciones particulares para la armadura inferior

Para evitar la perforación del hormigón de recubrimiento, la punta o patilla de la armadura en compresión deberá retirarse prudentemente de la tabica exterior de la planta. En la figura C.4.8 se indican algunas otras cuestiones que pueden incidir en un mal comportamiento del nudo.

Si resulta difícil de solapar las armaduras inferiores en un nudo interior, pueden disponerse armaduras comprimidas adicionales pasantes en continuidad a través del nudo, al modo y manera de las superiores de tracción (ver figura C.4.9).

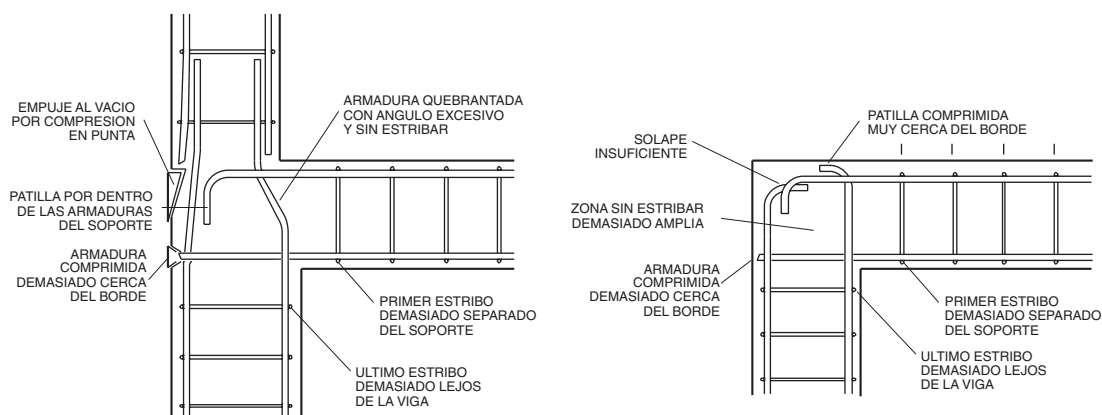


Figura C.4.8. Precauciones en los encuentros de piezas de hormigón

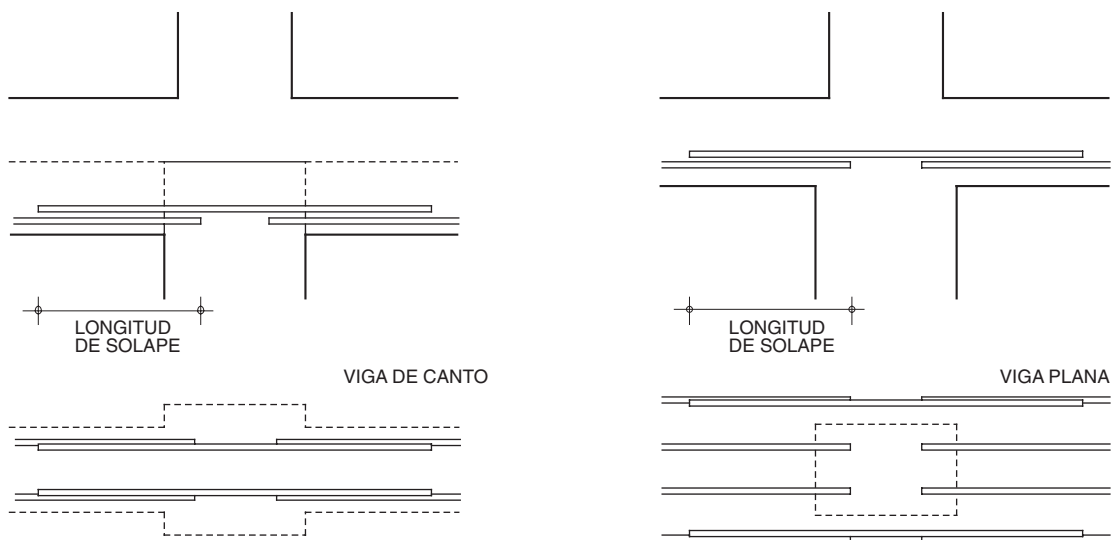


Figura C.4.9. Disposición de bastones inferiores de continuidad

C.4.5.2.4. Condiciones particulares para estribos

En general son preferibles los estribos de dos o cuatro ramas sobre los de tres, en los que, en muchos casos, las extremas pueden ser ineficaces.

C.4.5.2.5. Condiciones particulares en caso de inversión de momentos

Si hay inversión de momentos en un nudo extremo, las armaduras de una y otra cara de la viga estarán alternativamente traccionadas y comprimidas.

Debido a que, en general, predomina el estado de tracción superior y compresión inferior, en nudos extremos conviene que la patilla más exterior corresponda a la armadura superior. Sobre todo cuando hay inversión es importante que el diseño prevea un resalto de la planta por fuera de los haces exteriores de los soportes.

Cuando hay inversión de momentos en un nudo extremo, disponer de patillas en todas las armaduras puede dificultar notablemente el correcto hormigonado del nudo; en ese caso puede acudir a lazos (ver figura C.4.10).

El peor efecto de la inversión está relacionado con el

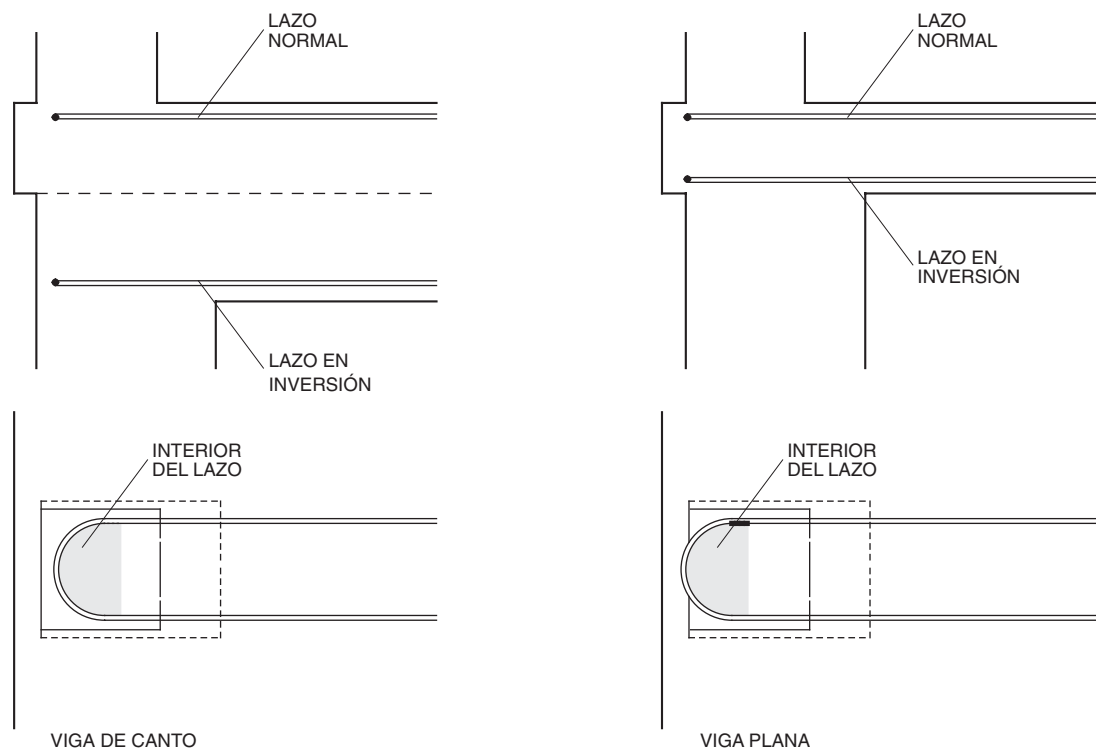


Figura C.4.10. Lazos en nudo extremo

cambio rápido y cíclico de una situación a otra, variando alternativamente la dirección de la biela y traccionando lo que unas décimas de segundo antes estaba comprimido. El aspecto dinámico de este fenómeno aconseja ser muy prudente al aplicar las reglas del articulado al caso de inversión, que, si es posible, debe intentarse evitarse.

Cuando hay inversión en un nudo interior, para la armadura inferior es sumamente recomendable acudir a suplementos locales, pasantes, con los que resulta más sencillo garantizar posición, recubrimiento y anclaje.

En muchos casos, la inversión de reacción de la viga suele estar mitigada o anulada por la reacción de sentido habitual de la viga ortogonal o nervio de borde.

C.4.5.3. Soportes

C.4.5.3.1. Reglas generales de soportes

C.4.5.3.2. Condiciones particulares del nudo de arranque

Por lo general, cuando se alcanza una excentricidad del orden del sexto del canto, en el borde opuesto se pierde la compresión. Con excentricidades mayores cabe esperar que se produzcan tracciones netas.

C.4.5.3.3. Condiciones particulares en nudos intermedios

Si los soportes alcanzan tracciones en sus bordes y, sobre todo, si además hay inversión de momentos en vigas, es aconsejable estudiar la conveniencia de que las armaduras de cada fuste se anclen en escuadra al paso del forjado.

Sobre todo en el caso de forjados planos (vigas planas, losas o forjado reticular) y más aún si hay inversión de momentos en vigas, la comprobación de nudo puede suministrar la condición crítica de cálculo.

C.4.5.3.4. Condiciones particulares del nudo superior

En el nudo extremo lo habitual es que la armadura exterior esté traccionada y la interior comprimida, debiendo acudir en cada una a la solución adecuada a dicho estado.

C.4.5.4. Forjados

En forjados, las armaduras superiores específicas para acción sísmica conviene disponerlas sobre nervios o interejes macizos, retirando en su caso bovedillas o bañeras de aligeramiento. La solución de armado inferior por compresión puede encomendarse a bastones pasantes, muy recomendables si hay inversión, que en este tipo de elementos sucede antes que en las vigas principales.

C.4.5.5. Pantallas de rigidización

Dado que el comportamiento de la pantalla se aproxima a una ménsula empotrada en la base, los refuerzos indicados se destinan a suministrar ductilidad a la zona donde puede formarse una rótula plástica.

Si se disponen pantallas acopladas debe estudiarse con detalle el confinamiento del hormigón y la disposición de cuantías de armado en las uniones de vigas y pantallas, para justificar el grado de ductilidad adoptado en los cálculos.

C.4.5.6. Elementos prefabricados

Las especiales características de los nudos en este tipo de estructuras y las discontinuidades que pueden existir en las juntas, no permiten en general contar con el monolitismo de nudo rígido, sobre todo en el caso de estructura prefabricada de paneles, debiendo considerar en general los nudos como articulados. En este último caso, es recomendable que los zunchos de enlace entre elementos horizontales y verticales satisfagan condiciones similares a las establecidas para estructuras de muros.

C.4.6. De las estructuras de acero

C.4.6.1. Criterios generales

Cuando el proyecto se basa en un sistema estructural dúctil es preciso asegurar que la resistencia de los elementos frágiles (por ejemplo, uniones) es superior a la capacidad plástica de los elementos dúctiles adyacentes (por ejemplo, extremos de las barras unidas). En general, lo anterior exigirá la definición de un mecanismo dúctil de fallo caracterizado por:

- La posición de las rótulas plásticas.
- El valor del desplazamiento global.
- El giro producido en cada rótula.

En el mecanismo de fallo así definido se comprobará:

- La capacidad de giro de las secciones en las que se forman las rótulas, para lo cual se deberá considerar el efecto de los esfuerzos concomitantes (cortantes en el caso de las vigas y axiles en el de los pilares).
- La capacidad de las barras para soportar los esfuerzos que equilibran los momentos plásticos incrementados en la proporción adecuada.

El alcance de las prescripciones relativas a los materiales, uniones y esquemas resistentes (tratados en los apartados siguientes) se limita a los conjuntos estructurales resistentes a sismo en el supuesto de que se trata de estructuras metálicas. Si, a modo de ejemplo, una estructura metálica de edificación se plantea como simple, articulando las uniones de vigas a pilares, y se confía la resistencia a las acciones horizontales a pantallas de hormigón, los artículos de aplicación son los relativos a las estructuras de hormigón.

C.4.6.2. Materiales

Las condiciones a que se refiere el articulado con relación al proyecto de estructuras con alguna ductilidad son normalmente cumplidas, en lo que al material respecta, por los aceros especificados en la norma de estructuras metálicas. Las referidas a la sección son la simetría y la clasificación en el tipo 1 «plásticas». El aumento de la capacidad de las barras que supone el empleo de aceros de mayor límite elástico o de secciones de mayor área puede inducir el fallo frágil de las uniones o de otras barras. Debe vigilarse especialmente la sustitución de aceros S 235 por S 275 o S 355 y la sustitución, habitual, de perfiles agrupando a secciones superiores con el fin de reducir los tipos diferentes de perfiles a utilizar. Naturalmente, ello es especialmente importante cuando el proyecto supone valores del coeficiente de ductilidad superiores a la unidad.

C.4.6.3. Uniones

El comportamiento de las uniones resulta de la mayor importancia en el caso de estructuras sometidas a sismo y su diseño obedece a criterios básicos de proyecto (sistema resistente elegido, ductilidad supuesta, etc.) que han de primar sobre los posibles condicionantes locales (medios disponibles en el taller elegido, medios de transporte, etc.).

C.4.6.4. Estructuras de pórticos

Cuando en el cálculo se considere una ductilidad alta, o muy alta, se comprobará la condición de resistencia total en los nudos (su capacidad es superior a las de las barras que unen).

La definición y comprobación del mecanismo de fallo seguirá las directrices expuestas en los comentarios al apartado 4.6.1.

C.4.6.5. Triangulaciones y arriostramientos

Es siempre aconsejable formar cada plano de arriostramiento mediante la triangulación de más de un paño, al objeto de introducir cierto grado de redundancia.

Es aconsejable minimizar la rigidez a flexión de las barras en el caso de arriostramientos en los que se admite el pandeo de la barra comprimida (cruces de San Andrés) de manera que tal pandeo se produzca en el rango elástico.

La preocupación enunciada en artículos precedentes en cuanto a la sustitución de los perfiles de proyecto es especialmente crítica en el caso de triangulaciones. La costumbre de regularizar perfiles al de mayor sección puede concentrar la exigencia de ductilidad en la triangulación de una única planta.

C.4.7. De otros elementos de la construcción

C.4.7.1. Consideraciones generales

C.4.7.2. Cerramientos, particiones y otros

Se debe evitar en lo posible que las deformaciones de la estructura puedan provocar el desprendimiento

de los cerramientos en caso de sismo. La disposición de los elementos de refuerzo se dirige a evitar en ese supuesto la gravedad del daño.

En el caso de cerramientos con paneles o prefabricados de gran formato se debe pretender evitar el desprendimiento de estos elementos, total o parcialmente, tanto por el riesgo que supone su caída como por el cambio brusco de rigidez local que puede producir en la estructura resistente; conviene, por tanto, diseñar la estructura con una rigidez adicional para evitar los efectos mencionados. En el artículo 4.2.4. se establece la necesidad de considerar en el cálculo los elementos secundarios rígidos.

Si los cerramientos se realizan con elementos prefabricados que no han sido considerados en el modelo de la estructura, las uniones deben permitir, sin rotura, los desplazamientos obtenidos en el cálculo.

C.4.7.3. Antepechos, parapetos, chimeneas y cercas

Todos estos elementos, si no se toman medidas para garantizar su estabilidad, pueden ser elementos muy peligrosos en caso de sismo.

La fuerza horizontal de cálculo, F , que se prescribe en el articulado, se puede obtener aproximadamente mediante la expresión:

$$F = p \cdot (a_d/g) \cdot \alpha_1 \cdot \beta \cdot \eta_{1k}$$

siendo p el peso del elemento y teniendo el resto de las variables el mismo significado que en el artículo 3.7.3 de la Norma.

C.4.7.4. Vías de evacuación

Las vías de evacuación son recintos críticos tanto durante el movimiento sísmico como para la posterior provisión de ayuda. Por ello, y ante la mayor rigidez que usualmente exhiben, conviene asimismo dotarlas de resistencia adicional para garantizar su funcionalidad y seguridad.

C.4.7.5. Carpinterías exteriores

Cuando la altura de la construcción sea importante, resulta recomendable la utilización de vidrios securizados o laminados, para evitar los riesgos derivados de su caída.

La prescripción de sobredimensionar los galces, los calzos y las juntas intenta impedir la expulsión del vidrio en el caso de fuertes oscilaciones, caso que puede presentarse con más facilidad cuando la estructura resistente esté formada por núcleos rígidos en posición centrada.

C.4.7.6. Revestimientos y aplacados

Se ha de tener en cuenta el riesgo que puede tener el desprendimiento incontrolado de elementos de fachada.

Se considera que una fijación adecuada es la de tipo mecánico mediante piezas metálicas. No se consideran sistemas apropiados las fijaciones de placas que confían exclusivamente el recibido de las mismas a pastas o morteros.

C.4.7.7. *Instalaciones y acometidas*

La rotura de instalaciones de gas y electricidad, sobre todo en los puntos de acometida, suponen un grave problema añadido en caso de sismo.

Es aconsejable identificar los puntos de entronque de las instalaciones al edificio, para facilitar una posible reparación o corte de suministro.

ANEJO 1

VALORES DE LA ACELERACIÓN
SÍSMICA BÁSICA, a_b , Y DEL COEFICIENTE
DE CONTRIBUCIÓN, K , DE LOS
TÉRMINOS MUNICIPALES CON $a_b \geq 0,04g$,
ORGANIZADO POR COMUNIDADES
AUTÓNOMAS

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
ANDALUCÍA			Cóbdar	0,14	(1,0)
Provincia de Almería			Cuevas del Almanzora	0,14	(1,0)
Abla	0,14	(1,0)	Chercos	0,14	(1,0)
Abrucena	0,14	(1,0)	Chirivel	0,14	(1,0)
Adra	0,14	(1,0)	Dalías	0,14	(1,0)
Albánchez	0,14	(1,0)	Ejido, El	0,14	(1,0)
Alboloduy	0,14	(1,0)	Enix	0,14	(1,0)
Albox	0,14	(1,0)	Felix	0,14	(1,0)
Alcolea	0,14	(1,0)	Fines	0,14	(1,0)
Alcónzar	0,14	(1,0)	Fiñana	0,14	(1,0)
Alcudia de Monteagud	0,14	(1,0)	Fondón	0,14	(1,0)
Alhabia	0,14	(1,0)	Gádor	0,14	(1,0)
Alhama de Almería	0,14	(1,0)	Gallardos, Los	0,14	(1,0)
Alicún	0,14	(1,0)	Garrucha	0,13	(1,0)
Almería	0,14	(1,0)	Gergal	0,14	(1,0)
Almócita	0,14	(1,0)	Huécija	0,14	(1,0)
Alsodux	0,14	(1,0)	Huércal de Almería	0,14	(1,0)
Antas	0,14	(1,0)	Huércal Overa	0,14	(1,0)
Arboleas	0,14	(1,0)	Illar	0,14	(1,0)
Armuña de Almanzora	0,14	(1,0)	Instinción	0,14	(1,0)
Bacares	0,14	(1,0)	Laroya	0,14	(1,0)
Bayárcal	0,14	(1,0)	Láujar de Andarax	0,14	(1,0)
Bayarque	0,14	(1,0)	Líjar	0,14	(1,0)
Bédar	0,14	(1,0)	Lubrín	0,14	(1,0)
Beires	0,14	(1,0)	Lucainena de Las Torres	0,14	(1,0)
Benahadux	0,14	(1,0)	Lúcar	0,14	(1,0)
Benitagla	0,14	(1,0)	Macael	0,14	(1,0)
Benizalón	0,14	(1,0)	María	0,13	(1,0)
Bentarique	0,14	(1,0)	Mojácar	0,13	(1,0)
Berja	0,14	(1,0)	Mojonera, La	0,13	(1,0)
Canjáyar	0,14	(1,0)	Nacimiento	0,14	(1,0)
Cantoria	0,14	(1,0)	Níjar	0,14	(1,0)
Carboneras	0,12	(1,0)	Ohanes	0,14	(1,0)
Castro de Filabres	0,14	(1,0)	Olula de Castro	0,14	(1,0)
			Olula del Río	0,14	(1,0)
			Oria	0,14	(1,0)
			Padules	0,14	(1,0)

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Rambla, La	0,06	(1,0)	Colomera	0,18	(1,0)
Rute	0,09	(1,0)	Cortes de Baza	0,11	(1,0)
San Sebastián de los Ballesteros	0,06	(1,0)	Cortes y Graena	0,12	(1,0)
Santaella	0,06	(1,0)	Cuevas del Campo	0,10	(1,0)
Valenzuela	0,06	(1,0)	Cúllar	0,13	(1,0)
Victoria, La	0,06	(1,0)	Cúllar Vega	0,24	(1,0)
Villa del Río	0,05	(1,0)	Chauchina	0,23	(1,0)
Villafranca de Córdoba	0,05	(1,0)	Chimeneas	0,24	(1,0)
Villaharta	0,04	(1,1)	Churriana de la Vega	0,24	(1,0)
Villaviciosa de Córdoba	0,04	(1,1)	Darro	0,12	(1,0)
Zuheros	0,07	(1,0)	Dehesas de Guadix	0,09	(1,0)
Provincia de Granada			Deifontes	0,19	(1,0)
Agrón	0,24	(1,0)	Diezma	0,14	(1,0)
Alamedilla	0,09	(1,0)	Dílar	0,24	(1,0)
Albolote	0,23	(1,0)	Dólar	0,13	(1,0)
Albondón	0,14	(1,0)	Dúdar	0,21	(1,0)
Albuñán	0,13	(1,0)	Dúrcal	0,22	(1,0)
Albuñol	0,14	(1,0)	Escúzar	0,25	(1,0)
Albuñuelas	0,22	(1,0)	Ferreira	0,13	(1,0)
Aldeire	0,13	(1,0)	Fonelas	0,10	(1,0)
Alfacar	0,22	(1,0)	Freila	0,11	(1,0)
Algarinejo	0,12	(1,0)	Fuente Vaqueros	0,23	(1,0)
Alhama de Granada	0,23	(1,0)	Gabias, Las	0,24	(1,0)
Alhendín	0,24	(1,0)	Galera	0,12	(1,0)
Alicún de Ortega	0,08	(1,0)	Gobernador	0,10	(1,0)
Almegíjar	0,15	(1,0)	Gójar	0,24	(1,0)
Almuñécar	0,16	(1,0)	Gor	0,12	(1,0)
Alpujarra de la Sierra	0,14	(1,0)	Gorafe	0,10	(1,0)
Alquife	0,13	(1,0)	Granada	0,23	(1,0)
Arenas del Rey	0,24	(1,0)	Guadahortuna	0,09	(1,0)
Armillá	0,24	(1,0)	Guadix	0,12	(1,0)
Atarfe	0,23	(1,0)	Guajares, Los	0,18	(1,0)
Baza	0,12	(1,0)	Gualchos	0,13	(1,0)
Beas de Granada	0,20	(1,0)	Güejar Sierra	0,20	(1,0)
Beas de Guadix	0,12	(1,0)	Güevéjar	0,21	(1,0)
Benalúa	0,11	(1,0)	Huélago	0,11	(1,0)
Benalúa de las Villas	0,16	(1,0)	Huéneja	0,14	(1,0)
Benamaurel	0,12	(1,0)	Huésca	0,11	(1,0)
Bérchules	0,15	(1,0)	Huétor de Santillán	0,21	(1,0)
Bubión	0,17	(1,0)	Huétor Tájar	0,18	(1,0)
Busquístar	0,15	(1,0)	Huétor Vega	0,23	(1,0)
Cacín	0,24	(1,0)	Illora	0,19	(1,0)
Cádiar	0,14	(1,0)	Itrabo	0,18	(1,0)
Cájar	0,23	(1,0)	Iznalloz	0,16	(1,0)
Calahorra, La	0,13	(1,0)	Jayena	0,24	(1,0)
Calicasas	0,21	(1,0)	Jerez del Marquesado	0,13	(1,0)
Campotéjar	0,13	(1,0)	Jete	0,18	(1,0)
Caniles	0,13	(1,0)	Jun	0,22	(1,0)
Cáñar	0,18	(1,0)	Juviles	0,15	(1,0)
Capileira	0,17	(1,0)	Láchar	0,23	(1,0)
Carataunas	0,17	(1,0)	Lanjarón	0,18	(1,0)
Cástaras	0,15	(1,0)	Lanteira	0,13	(1,0)
Castilléjar	0,11	(1,0)	Lecrín	0,21	(1,0)
Castril	0,09	(1,0)	Lentegí	0,20	(1,0)
Cenes de la Vega	0,22	(1,0)	Lobras	0,15	(1,0)
Cijuela	0,23	(1,0)	Loja	0,16	(1,0)
Cogollos de Guadix	0,13	(1,0)	Lugros	0,14	(1,0)
Cogollos de la Vega	0,21	(1,0)	Lújar	0,14	(1,0)
			Malahá, La	0,24	(1,0)
			Maracena	0,23	(1,0)
			Marchal	0,12	(1,0)
			Moclín	0,19	(1,0)

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Molvízar	0,17	(1,0)	Provincia de Huelva		
Monachil	0,23	(1,0)	Alájar	0,06	(1,3)
Montefrío	0,15	(1,0)	Aljaraque	0,10	(1,3)
Montejícar	0,10	(1,0)	Almendro, El	0,11	(1,3)
Montillana	0,12	(1,0)	Almonaster la Real	0,07	(1,3)
Moraleda de Zafayona	0,21	(1,0)	Almonte	0,08	(1,2)
Morelábor	0,11	(1,0)	Alosno	0,09	(1,3)
Motril	0,14	(1,0)	Aracena	0,06	(1,3)
Murtas	0,14	(1,0)	Aroche	0,07	(1,3)
Nevada	0,14	(1,0)	Arroyomolinos de León	0,05	(1,3)
Nigüelas	0,21	(1,0)	Ayamonte	0,14	(1,3)
Nívar	0,21	(1,0)	Beas	0,09	(1,2)
Ogíjares	0,24	(1,0)	Berrocal	0,07	(1,2)
Orce	0,13	(1,0)	Bollullos Par del Condado	0,08	(1,2)
Órgiva	0,17	(1,0)	Bonares	0,09	(1,2)
Otívar	0,19	(1,0)	Cabezas Rubias	0,09	(1,3)
Otura	0,24	(1,0)	Cala	0,05	(1,3)
Padul	0,24	(1,0)	Calañas	0,08	(1,3)
Pampaneira	0,17	(1,0)	Campillo, El	0,07	(1,3)
Pedro Martínez	0,09	(1,0)	Campofrío	0,06	(1,3)
Peligros	0,23	(1,0)	Cañaverál de León	0,05	(1,3)
Peza, La	0,14	(1,0)	Cartaya	0,11	(1,3)
Pinar, El	0,19	(1,0)	Castañó del Robledo	0,06	(1,3)
Pinos Genil	0,22	(1,0)	Cerro de Andévalo, El	0,08	(1,3)
Pinos Puente	0,22	(1,0)	Corteconcepción	0,06	(1,3)
Píñar	0,12	(1,0)	Cortegana	0,07	(1,3)
Polícar	0,13	(1,0)	Cortelazor	0,06	(1,3)
Polopos	0,14	(1,0)	Cumbres de Enmedio	0,06	(1,3)
Pórtugos	0,16	(1,0)	Cumbres de San Bartolomé	0,06	(1,3)
Puebla de don Fadrique	0,08	(1,0)	Cumbres Mayores	0,06	(1,3)
Pulianas	0,22	(1,0)	Chucena	0,08	(1,2)
Purullena	0,12	(1,0)	Encinasola	0,06	(1,3)
Quéntar	0,20	(1,0)	Escacena del Campo	0,08	(1,2)
Rubite	0,14	(1,0)	Fuenteheridos	0,06	(1,3)
Salar	0,19	(1,0)	Galaroza	0,06	(1,3)
Salobreña	0,15	(1,0)	Gibraleón	0,10	(1,3)
Santa Cruz del Comercio	0,23	(1,0)	Granada de Río Tinto, La	0,06	(1,3)
Santa Fe	0,24	(1,0)	Granado, El	0,12	(1,3)
Soportújar	0,17	(1,0)	Higuera de La Sierra	0,06	(1,3)
Sorvilán	0,14	(1,0)	Hinojales	0,06	(1,3)
Taha, La	0,16	(1,0)	Hinojos	0,08	(1,2)
Torre Cardela	0,10	(1,0)	Huelva	0,10	(1,3)
Torvizcón	0,15	(1,0)	Isla Cristina	0,13	(1,3)
Trevélez	0,16	(1,0)	Jabugo	0,06	(1,3)
Turón	0,14	(1,0)	Lepe	0,12	(1,3)
Ugíjar	0,14	(1,0)	Linares de la Sierra	0,06	(1,3)
Valle del Zalabí	0,12	(1,0)	Lucena del Puerto	0,09	(1,2)
Valle, El	0,21	(1,0)	Manzanilla	0,08	(1,2)
Válor	0,14	(1,0)	Marines, Los	0,06	(1,3)
Vegas del Genil	0,24	(1,0)	Minas de Riotinto	0,07	(1,3)
Vélez de Benaudalla	0,17	(1,0)	Moguer	0,10	(1,2)
Ventas de Huelma	0,24	(1,0)	Nava, La	0,06	(1,3)
Villamena	0,22	(1,0)	Nerva	0,07	(1,3)
Villanueva de las Torres	0,09	(1,0)	Niebla	0,09	(1,2)
Villanueva Mesía	0,19	(1,0)	Palma del Condado, La	0,08	(1,2)
Víznar	0,21	(1,0)	Palos de la Frontera	0,10	(1,3)
Zafarraya	0,20	(1,0)	Paterna del Campo	0,08	(1,2)
Zagra	0,13	(1,0)	Paymogo	0,11	(1,3)
Zubia, La	0,24	(1,0)	Puebla de Guzmán	0,10	(1,3)
Zújar	0,11	(1,0)	Puerto Moral	0,06	(1,3)
			Punta Umbría	0,10	(1,3)

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Yebrá de Basa	0,04	(1,0)	Alajeró	0,04	(1,0)
Yésero	0,07	(1,0)	Arafo	0,04	(1,0)
Provincia de Zaragoza			Arico	0,04	(1,0)
Artieda	0,04	(1,0)	Arona	0,04	(1,0)
Bagüés	0,04	(1,0)	Barlovento	0,04	(1,0)
Mianos	0,04	(1,0)	Breña Alta	0,04	(1,0)
Navardún	0,04	(1,0)	Breña Baja	0,04	(1,0)
Pintanos, Los	0,04	(1,0)	Buenavista del Norte	0,04	(1,0)
Salvatierra de Esca	0,05	(1,0)	Candelaria	0,04	(1,0)
Sigüés	0,04	(1,0)	Fasnia	0,04	(1,0)
Undués de Lerda	0,04	(1,0)	Frontera	0,04	(1,0)
Urriés	0,04	(1,0)	Fuencaliente de la Palma	0,04	(1,0)
CANARIAS			Garachico	0,04	(1,0)
Provincia de Las Palmas			Garafía	0,04	(1,0)
Agáete	0,04	(1,0)	Granadilla de Abona	0,04	(1,0)
Agüimes	0,04	(1,0)	Guancha, La	0,04	(1,0)
Antigua	0,04	(1,0)	Guía de Isora	0,04	(1,0)
Arrecife	0,04	(1,0)	Güímar	0,04	(1,0)
Artenara	0,04	(1,0)	Hermigua	0,04	(1,0)
Arucas	0,04	(1,0)	Icod de los Vinos	0,04	(1,0)
Betancuria	0,04	(1,0)	Llanos de Aridane, Los	0,04	(1,0)
Firgas	0,04	(1,0)	Matanza de Acentejo, La	0,04	(1,0)
Gáldar	0,04	(1,0)	Orotava, La	0,04	(1,0)
Haría	0,04	(1,0)	Paso, El	0,04	(1,0)
Ingenio	0,04	(1,0)	Puerto de la Cruz	0,04	(1,0)
Mogán	0,04	(1,0)	Puntagorda	0,04	(1,0)
Moya	0,04	(1,0)	Puntallana	0,04	(1,0)
Oliva, La	0,04	(1,0)	Realejos, Los	0,04	(1,0)
Pájara	0,04	(1,0)	Rosario, El	0,04	(1,0)
Palmas de Gran Canaria, Las	0,04	(1,0)	San Andrés y Sauces	0,04	(1,0)
Puerto del Rosario	0,04	(1,0)	San Cristóbal de la Laguna	0,04	(1,0)
San Bartolomé	0,04	(1,0)	San Juan de la Rambla	0,04	(1,0)
San Bartolomé de Tirajana	0,04	(1,0)	San Miguel de Abona	0,04	(1,0)
San Nicolás de Tolentino	0,04	(1,0)	San Sebastián de la Gomera	0,04	(1,0)
Santa Brígida	0,04	(1,0)	Santa Cruz de la Palma	0,04	(1,0)
Santa Lucía de Tirajana	0,04	(1,0)	Santa Cruz de Tenerife	0,04	(1,0)
Santa María de Guía de Gran Canaria	0,04	(1,0)	Santa Úrsula	0,04	(1,0)
Teguise	0,04	(1,0)	Santiago del Teide	0,04	(1,0)
Tejeda	0,04	(1,0)	Sauzal, El	0,04	(1,0)
Telde	0,04	(1,0)	Silos, Los	0,04	(1,0)
Teror	0,04	(1,0)	Tacoronte	0,04	(1,0)
Tías	0,04	(1,0)	Tanque, El	0,04	(1,0)
Tinajo	0,04	(1,0)	Tazacorte	0,04	(1,0)
Tuineje	0,04	(1,0)	Tegueste	0,04	(1,0)
Valleseco	0,04	(1,0)	Tijarafe	0,04	(1,0)
Valsequillo de Gran Canaria	0,04	(1,0)	Valle Gran Rey	0,04	(1,0)
Vega de San Mateo	0,04	(1,0)	Vallehermoso	0,04	(1,0)
Yaiza	0,04	(1,0)	Valverde	0,04	(1,0)
Provincia de Santa Cruz de Tenerife			Victoria de Acentejo, La	0,04	(1,0)
Adeje	0,04	(1,0)	Vilaflor	0,04	(1,0)
Agulo	0,04	(1,0)	Villa de Mazo	0,04	(1,0)
			CASTILLA-LA MANCHA		
			Provincia de Albacete		
			Alatoz	0,05	(1,0)
			Albatana	0,07	(1,0)
			Alcadozo	0,05	(1,0)
			Almansa	0,07	(1,0)
			Alpera	0,07	(1,0)

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Ayna	0,05	(1,0)	Caldes d'Estrac	0,04	(1,0)
Balsa de Ves	0,04	(1,0)	Calella	0,04	(1,0)
Bonete	0,07	(1,0)	Calldetenes	0,06	(1,0)
Carcelén	0,05	(1,0)	Campins	0,05	(1,0)
Caudete	0,07	(1,0)	Canet de Mar	0,04	(1,0)
Corral Rubio	0,06	(1,0)	Canovelles	0,04	(1,0)
Elche de La Sierra	0,06	(1,0)	Cànoves i Samalús	0,05	(1,0)
Férez	0,07	(1,0)	Canyelles	0,04	(1,0)
Fuente Álamo	0,07	(1,0)	Capellades	0,04	(1,0)
Hellín	0,07	(1,0)	Capolat	0,04	(1,0)
Higuera	0,05	(1,0)	Cardedeu	0,04	(1,0)
Hoya Gonzalo	0,05	(1,0)	Carme	0,04	(1,0)
Letur	0,06	(1,0)	Casserres	0,04	(1,0)
Liétor	0,06	(1,0)	Castell de l'Areny	0,07	(1,0)
Molinicos	0,04	(1,0)	Castellar de n'Hug	0,08	(1,0)
Montealegre del Castillo	0,07	(1,0)	Castellar del Riu	0,05	(1,0)
Nerpio	0,05	(1,0)	Castellar del Vallès	0,04	(1,0)
Ontur	0,07	(1,0)	Castellbell i El Vilar	0,04	(1,0)
Pétrola	0,06	(1,0)	Castellbisbal	0,04	(1,0)
Pozohondo	0,04	(1,0)	Castellcir	0,04	(1,0)
Socovos	0,07	(1,0)	Castelldefels	0,04	(1,0)
Tobarra	0,07	(1,0)	Castellet i la Gornal	0,04	(1,0)
Villa de Ves	0,04	(1,0)	Castellfollit del Boix	0,04	(1,0)
Yeste	0,04	(1,0)	Castellgalí	0,04	(1,0)
			Castellolí	0,04	(1,0)
			Castellterçol	0,04	(1,0)
			Castellví de la Marca	0,04	(1,0)
			Castellví de Rosanes	0,04	(1,0)
			Centelles	0,05	(1,0)
			Cercs	0,06	(1,0)
			Cerdanyola del Vallès	0,04	(1,0)
			Cervelló	0,04	(1,0)
			Collbató	0,04	(1,0)
			Collsuspina	0,05	(1,0)
			Corbera de Llobregat	0,04	(1,0)
			Cornellà de Llobregat	0,04	(1,0)
			Cubelles	0,04	(1,0)
			Dosrius	0,04	(1,0)
			Esparreguera	0,04	(1,0)
			Esplugues de Llobregat	0,04	(1,0)
			Espunyola, L'	0,04	(1,0)
			Estany, L'	0,05	(1,0)
			Figaró Montmany	0,04	(1,0)
			Fígols	0,06	(1,0)
			Fogars de La Selva	0,05	(1,0)
			Fogars de Montclús	0,05	(1,0)
			Folgueroles	0,07	(1,0)
			Font Rubí	0,04	(1,0)
			Franqueses del Vallès, Les	0,04	(1,0)
			Gaià	0,04	(1,0)
			Gallifa	0,04	(1,0)
			Garriga, La	0,04	(1,0)
			Gavà	0,04	(1,0)
			Gelida	0,04	(1,0)
			Gironella	0,04	(1,0)
			Gisclareny	0,06	(1,0)
			Granada, La	0,04	(1,0)
			Granera	0,04	(1,0)
			Granollers	0,04	(1,0)
			Gualba	0,05	(1,0)
			Guardiola de Berguedà	0,07	(1,0)
			Gurb	0,06	(1,0)
CATALUÑA					
Provincia de Barcelona					
Abrera	0,04	(1,0)			
Aiguafreda	0,05	(1,0)			
Alella	0,04	(1,0)			
Alpens	0,08	(1,0)			
Ametlla del Vallès, L'	0,04	(1,0)			
Arenys de Mar	0,04	(1,0)			
Arenys de Munt	0,04	(1,0)			
Argentona	0,04	(1,0)			
Artés	0,04	(1,0)			
Avià	0,05	(1,0)			
Avinyó	0,04	(1,0)			
Avinyonet del Penedès	0,04	(1,0)			
Badalona	0,04	(1,0)			
Badia del Vallès	0,04	(1,0)			
Bagà	0,07	(1,0)			
Balenyà	0,05	(1,0)			
Balsareny	0,04	(1,0)			
Barberà del Vallès	0,04	(1,0)			
Barcelona	0,04	(1,0)			
Begues	0,04	(1,0)			
Bellprat	0,04	(1,0)			
Berga	0,05	(1,0)			
Bigues i Riells	0,04	(1,0)			
Borredà	0,07	(1,0)			
Bruc, El	0,04	(1,0)			
Brull, El	0,05	(1,0)			
Cabanyes, Les	0,04	(1,0)			
Cabrera de Mar	0,04	(1,0)			
Cabrera d'Igualada	0,04	(1,0)			
Cabrils	0,04	(1,0)			
Calders	0,04	(1,0)			
Caldes de Montbui	0,04	(1,0)			

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Hospitalet de Llobregat, L'	0,04	(1,0)	Pobla de Claramunt, La	0,04	(1,0)
Hostalets de Pierola, Els	0,04	(1,0)	Pobla de Lillet, La	0,08	(1,0)
Igualada	0,04	(1,0)	Polinyà	0,04	(1,0)
Jorba	0,04	(1,0)	Pont de Vilomara i Rocafort, El	0,04	(1,0)
Llacuna, La	0,04	(1,0)	Pontons	0,04	(1,0)
Llagosta, La	0,04	(1,0)	Prat de Llobregat, El	0,04	(1,0)
Lliçà d'Amunt	0,04	(1,0)	Prats de Lluçanès	0,05	(1,0)
Lliçà de Vall	0,04	(1,0)	Premià de Dalt	0,04	(1,0)
Llinars del Vallès	0,04	(1,0)	Premià de Mar	0,04	(1,0)
Lluçà	0,06	(1,0)	Puigdàlber	0,04	(1,0)
Malgrat de Mar	0,04	(1,0)	Puig Reig	0,04	(1,0)
Malla	0,05	(1,0)	Quar, La	0,06	(1,0)
Manlleu	0,08	(1,0)	Rellinars	0,04	(1,0)
Manresa	0,04	(1,0)	Ripollet	0,04	(1,0)
Marganell	0,04	(1,0)	Roca del Vallès, La	0,04	(1,0)
Martorell	0,04	(1,0)	Roda de Ter	0,08	(1,0)
Martorelles	0,04	(1,0)	Rubí	0,04	(1,0)
Masies de Roda, Les	0,08	(1,0)	Rubió	0,04	(1,0)
Masies de Voltregà, Les	0,08	(1,0)	Rupit i Pruit	0,09	(1,0)
Masnou, El	0,04	(1,0)	Sabadell	0,04	(1,0)
Masquefa	0,04	(1,0)	Sagàs	0,05	(1,0)
Matadepera	0,04	(1,0)	Saldes	0,06	(1,0)
Mataró	0,04	(1,0)	Sallent	0,04	(1,0)
Mediona	0,04	(1,0)	Sant Adrià de Besòs	0,04	(1,0)
Moià	0,04	(1,0)	Sant Agustí de Lluçanès	0,07	(1,0)
Molins de Rei	0,04	(1,0)	Sant Andreu de la Barca	0,04	(1,0)
Mollet del Vallès	0,04	(1,0)	Sant Andreu de Llavaneres	0,04	(1,0)
Monistrol de Calders	0,04	(1,0)	Sant Antoni de Vilamajor	0,04	(1,0)
Monistrol de Montserrat	0,04	(1,0)	Sant Bartomeu del Grau	0,06	(1,0)
Montcada i Reixac	0,04	(1,0)	Sant Boi de Llobregat	0,04	(1,0)
Montclar	0,04	(1,0)	Sant Boi de Lluçanès	0,07	(1,0)
Montesquiu	0,09	(1,0)	Sant Cebrià de Vallalta	0,04	(1,0)
Montgat	0,04	(1,0)	Sant Celoni	0,05	(1,0)
Montmeló	0,04	(1,0)	Sant Climent de Llobregat	0,04	(1,0)
Montornès del Vallès	0,04	(1,0)	Sant Cugat del Vallès	0,04	(1,0)
Montseny	0,05	(1,0)	Sant Cugat Sesgarrigues	0,04	(1,0)
Muntanyola	0,05	(1,0)	Sant Esteve de Palautordera	0,05	(1,0)
Mura	0,04	(1,0)	Sant Esteve Sesrovires	0,04	(1,0)
Navarcles	0,04	(1,0)	Sant Feliu de Codines	0,04	(1,0)
Nou de Berguedà, La	0,06	(1,0)	Sant Feliu de Llobregat	0,04	(1,0)
Òdena	0,04	(1,0)	Sant Feliu Sasserra	0,04	(1,0)
Olèrdola	0,04	(1,0)	Sant Fost de Campsentelles	0,04	(1,0)
Olesa de Bonesvalls	0,04	(1,0)	Sant Fruitós de Bages	0,04	(1,0)
Olesa de Montserrat	0,04	(1,0)	Sant Hipòlit de Voltregà	0,07	(1,0)
Olivella	0,04	(1,0)	Sant Iscle de Vallalta	0,04	(1,0)
Olost	0,05	(1,0)	Sant Jaume de Frontanyà	0,08	(1,0)
Olvan	0,05	(1,0)	Sant Joan de Vilatorrada	0,04	(1,0)
Orís	0,08	(1,0)	Sant Joan de Mediona	0,05	(1,0)
Oristà	0,05	(1,0)	Sant Joan Despí	0,04	(1,0)
Orpí	0,04	(1,0)	Sant Julià de Cerdanyola	0,07	(1,0)
Òrrius	0,04	(1,0)	Sant Julià de Vilatorrada	0,06	(1,0)
Pacs del Penedès	0,04	(1,0)	Sant Just Desvern	0,04	(1,0)
Palafolls	0,04	(1,0)	Sant Llorenç d'Hortons	0,04	(1,0)
Palau Solità i Plegamans	0,04	(1,0)	Sant Llorenç Savall	0,04	(1,0)
Palma de Cervelló, La	0,04	(1,0)	Sant Martí d'Albars	0,06	(1,0)
Pallejà	0,04	(1,0)	Sant Martí de Centelles	0,05	(1,0)
Papiol, El	0,04	(1,0)	Sant Martí de Tous	0,04	(1,0)
Parets del Vallès	0,04	(1,0)	Sant Martí Sarroca	0,04	(1,0)
Perafita	0,06	(1,0)	Sant Pere de Ribes	0,04	(1,0)
Piera	0,04	(1,0)	Sant Pere de Riudebitlles	0,04	(1,0)
Pineda de Mar	0,04	(1,0)	Sant Pere de Torelló	0,09	(1,0)
Pla del Penedès, El	0,04	(1,0)			

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Cistella	0,10	(1,0)	Osor	0,08	(1,0)
Colera	0,06	(1,0)	Palafrugell	0,05	(1,0)
Colomers	0,08	(1,0)	Palamós	0,04	(1,0)
Corçà	0,07	(1,0)	Palau de Santa Eulàlia	0,09	(1,0)
Cornellà del Terri	0,10	(1,0)	Palau Sator	0,06	(1,0)
Crespià	0,10	(1,0)	Palau Saverdera	0,07	(1,0)
Cruïlles, Monells i Sant Sadurní de l'Heura	0,07	(1,0)	Palol de Revardit	0,09	(1,0)
Darnius	0,09	(1,0)	Pals	0,06	(1,0)
Das	0,07	(1,0)	Pardines	0,10	(1,0)
Escala, L'	0,07	(1,0)	Parlavà	0,07	(1,0)
Espinelles	0,06	(1,0)	Pau	0,07	(1,0)
Espolla	0,08	(1,0)	Pedret i Marzà	0,07	(1,0)
Esponellà	0,10	(1,0)	Pera, La	0,08	(1,0)
Far d'Empordà, El	0,08	(1,0)	Peralada	0,08	(1,0)
Figueres	0,09	(1,0)	Planes d'Hostoles, Les	0,10	(1,0)
Flaçà	0,08	(1,0)	Planoles	0,09	(1,0)
Foixà	0,08	(1,0)	Pont de Molins	0,09	(1,0)
Fontanals de Cerdanya	0,08	(1,0)	Pontós	0,09	(1,0)
Fontanilles	0,06	(1,0)	Porqueres	0,10	(1,0)
Fontcoberta	0,10	(1,0)	Port de la Selva, El	0,06	(1,0)
Forallac	0,06	(1,0)	Portbou	0,06	(1,0)
Fornells de la Selva	0,07	(1,0)	Preses, Les	0,10	(1,0)
Fortià	0,08	(1,0)	Puigcerdà	0,08	(1,0)
Garrigàs	0,09	(1,0)	Quart	0,07	(1,0)
Garrigoles	0,08	(1,0)	Queralbs	0,10	(1,0)
Garriguella	0,07	(1,0)	Rabós	0,08	(1,0)
Ger	0,07	(1,0)	Regencós	0,05	(1,0)
Girona	0,08	(1,0)	Ribes de Freser	0,10	(1,0)
Gombrèn	0,09	(1,0)	Riells i Viabrea	0,05	(1,0)
Gualta	0,07	(1,0)	Ripoll	0,10	(1,0)
GUILS DE CERDANYA	0,07	(1,0)	Riudarenes	0,05	(1,0)
Hostalric	0,05	(1,0)	Riudaura	0,10	(1,0)
Isòvol	0,07	(1,0)	Riudellots de la Selva	0,06	(1,0)
Jafre	0,08	(1,0)	Riumors	0,08	(1,0)
Jonquera, La	0,09	(1,0)	Roses	0,06	(1,0)
Juià	0,08	(1,0)	Rupià	0,08	(1,0)
Lladó	0,10	(1,0)	Sales de Llierca	0,11	(1,0)
Llagostera	0,05	(1,0)	Salt	0,08	(1,0)
Llambilles	0,07	(1,0)	Sant Andreu Salou	0,06	(1,0)
Llanars	0,11	(1,0)	Sant Aniol de Finestres	0,10	(1,0)
Llançà	0,07	(1,0)	Sant Climent Sescebes	0,08	(1,0)
Llers	0,09	(1,0)	Sant Feliu de Buixalleu	0,05	(1,0)
Llívia	0,08	(1,0)	Sant Feliu de Guíxols	0,04	(1,0)
Lloret de Mar	0,04	(1,0)	Sant Feliu de Pallerols	0,10	(1,0)
Llosses, Les	0,08	(1,0)	Sant Ferriol	0,10	(1,0)
Maçanet de Cabrenys	0,10	(1,0)	Sant Gregori	0,08	(1,0)
Maçanet de la Selva	0,05	(1,0)	Sant Hilari Sacalm	0,06	(1,0)
Madremanya	0,08	(1,0)	Sant Jaume de Llierca	0,10	(1,0)
Maià de Montcal	0,10	(1,0)	Sant Joan de les Abadesses	0,10	(1,0)
Masarac	0,08	(1,0)	Sant Joan de Mollet	0,08	(1,0)
Massanes	0,05	(1,0)	Sant Joan les Fonts	0,11	(1,0)
Meranges	0,07	(1,0)	Sant Jordi Desvalls	0,09	(1,0)
Mieres	0,10	(1,0)	Sant Julià de Ramis	0,09	(1,0)
Mollet de Peralada	0,08	(1,0)	Sant Julià del Llor i Bonmatí	0,08	(1,0)
Molló	0,11	(1,0)	Sant Llorenç de la Muga	0,10	(1,0)
Montagut	0,11	(1,0)	Sant Martí de Llémèna	0,09	(1,0)
Mont Ras	0,05	(1,0)	Sant Martí Vell	0,08	(1,0)
Navata	0,10	(1,0)	Sant Miquel de Campmajor	0,10	(1,0)
Ogassa	0,11	(1,0)	Sant Miquel de Fluvià	0,09	(1,0)
Olot	0,10	(1,0)	Sant Mori	0,09	(1,0)
Ordis	0,09	(1,0)	Sant Pau de Segúries	0,11	(1,0)
			Sant Pere Pescador	0,08	(1,0)

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Ascó	0,04	(1,0)	Mont Ral	0,04	(1,0)
Banyeres del Penedès	0,04	(1,0)	Mont Roig del Camp	0,04	(1,0)
Barberà de la Conca	0,04	(1,0)	Móra d'Ebre	0,04	(1,0)
Bellmunt del Priorat	0,04	(1,0)	Móra la Nova	0,04	(1,0)
Bellvei	0,04	(1,0)	Morell, El	0,04	(1,0)
Benifallet	0,04	(1,0)	Morera de Montsant, La	0,04	(1,0)
Benissanet	0,04	(1,0)	Nou de Gaià, La	0,04	(1,0)
Bisbal de Falset, La	0,04	(1,0)	Nulles	0,04	(1,0)
Bisbal del Penedès, La	0,04	(1,0)	Pallaresos, Els	0,04	(1,0)
Blancafort	0,04	(1,0)	Palma d'Ebre, La	0,04	(1,0)
Bonastre	0,04	(1,0)	Perafort	0,04	(1,0)
Borges del Camp, Les	0,04	(1,0)	Perelló, El	0,04	(1,0)
Botarell	0,04	(1,0)	Piles, Les	0,04	(1,0)
Bràfim	0,04	(1,0)	Pinell de Brai, El	0,04	(1,0)
Cabacés	0,04	(1,0)	Pira	0,04	(1,0)
Cabra del Camp	0,04	(1,0)	Pla de Santa Maria, El	0,04	(1,0)
Calafell	0,04	(1,0)	Pobla de Mafumet, La	0,04	(1,0)
Camarles	0,04	(1,0)	Pobla de Montornès, La	0,04	(1,0)
Cambrils	0,04	(1,0)	Poboleda	0,04	(1,0)
Capafonts	0,04	(1,0)	Pont d'Armentera, El	0,04	(1,0)
Capçanes	0,04	(1,0)	Pontils	0,04	(1,0)
Castellvell del Camp	0,04	(1,0)	Porrera	0,04	(1,0)
Catllar, El	0,04	(1,0)	Pradell de La Teixeta	0,04	(1,0)
Colldejou	0,04	(1,0)	Prades	0,04	(1,0)
Conesa	0,04	(1,0)	Pratdip	0,04	(1,0)
Constantí	0,04	(1,0)	Puigpelat	0,04	(1,0)
Corbera d'Ebre	0,04	(1,0)	Querol	0,04	(1,0)
Cornudella de Montsant	0,04	(1,0)	Rasquera	0,04	(1,0)
Creixell	0,04	(1,0)	Renau	0,04	(1,0)
Cunit	0,04	(1,0)	Reus	0,04	(1,0)
Deltebre	0,04	(1,0)	Riba, La	0,04	(1,0)
Duesaigües	0,04	(1,0)	Riera de Gaià, La	0,04	(1,0)
Espluga de Francolí, L'	0,04	(1,0)	Riudecanyes	0,04	(1,0)
Falset	0,04	(1,0)	Riudecols	0,04	(1,0)
Fatarella, La	0,04	(1,0)	Riudoms	0,04	(1,0)
Febró, La	0,04	(1,0)	Rocafort de Queralt	0,04	(1,0)
Figuera, La	0,04	(1,0)	Roda de Barà	0,04	(1,0)
Figuerola del Camp	0,04	(1,0)	Rodonyà	0,04	(1,0)
Flix	0,04	(1,0)	Roquetes	0,04	(1,0)
Forès	0,04	(1,0)	Rourell, El	0,04	(1,0)
Freginals	0,04	(1,0)	Salomó	0,04	(1,0)
Garcia	0,04	(1,0)	Salou	0,04	(1,0)
Garidells, Els	0,04	(1,0)	Sant Carles de la Ràpita	0,04	(1,0)
Ginestar	0,04	(1,0)	Sant Jaume dels Domenys	0,04	(1,0)
Gratallops	0,04	(1,0)	Sant Jaume d'Enveja	0,04	(1,0)
Guiamets, Els	0,04	(1,0)	Santa Bàrbara	0,04	(1,0)
Lloar, El	0,04	(1,0)	Santa Coloma de Queralt	0,04	(1,0)
Llorenç del Penedès	0,04	(1,0)	Santa Oliva	0,04	(1,0)
Marçà	0,04	(1,0)	Sarral	0,04	(1,0)
Margalef	0,04	(1,0)	Secuita, La	0,04	(1,0)
Masdenverge	0,04	(1,0)	Selva del Camp, La	0,04	(1,0)
Masllorenç	0,04	(1,0)	Solivella	0,04	(1,0)
Masó, La	0,04	(1,0)	Tarragona	0,04	(1,0)
Maspujols	0,04	(1,0)	Tivenys	0,04	(1,0)
Masroig, El	0,04	(1,0)	Tivissa	0,04	(1,0)
Milà, El	0,04	(1,0)	Torre de Fontaubella, La	0,04	(1,0)
Miravet	0,04	(1,0)	Torre de l'Espanyol, La	0,04	(1,0)
Molar, El	0,04	(1,0)	Torredembarra	0,04	(1,0)
Montblanc	0,04	(1,0)	Torroja del Priorat	0,04	(1,0)
Montbrió del Camp	0,04	(1,0)	Tortosa	0,04	(1,0)
Montferri	0,04	(1,0)	Ulldemolins	0,04	(1,0)
Montmell, El	0,04	(1,0)	Vallclara	0,04	(1,0)

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Vallmoll	0,04	(1,0)	Benimantell	0,08	(1,0)
Valls	0,04	(1,0)	Benimarfull	0,07	(1,0)
Vandellòs i l'Hospitalet de l'Infant	0,04	(1,0)	Benimassot	0,07	(1,0)
Vendrell, El	0,04	(1,0)	Benimeli	0,07	(1,0)
Vespella de Gaià	0,04	(1,0)	Benissa	0,06	(1,0)
Vilabella	0,04	(1,0)	Benitachell/Poble Nou de Benitatxell,El	0,05	(1,0)
Vilallonga del Camp	0,04	(1,0)	Biar	0,07	(1,0)
Vilanova de Prades	0,04	(1,0)	Bigastro	0,16	(1,0)
Vilanova d'Escornalbou	0,04	(1,0)	Bolulla	0,07	(1,0)
Vilaplana	0,04	(1,0)	Busot	0,11	(1,0)
Vila Rodona	0,04	(1,0)	Callosa de Segura	0,16	(1,0)
Vila Seca	0,04	(1,0)	Callosa d'en Sarrià	0,08	(1,0)
Vilaverd	0,04	(1,0)	Calpe/Calp	0,06	(1,0)
Vilella Alta, La	0,04	(1,0)	Campello, El	0,13	(1,0)
Vilella Baixa, La	0,04	(1,0)	Campo de Mirra/Camp de Mirra, El	0,07	(1,0)
Vimbodí	0,04	(1,0)	Cañada	0,07	(1,0)
Vinebre	0,04	(1,0)	Castalla	0,08	(1,0)
Vinyols i els Arcs	0,04	(1,0)	Castell de Castells	0,07	(1,0)
Xerta	0,04	(1,0)	Catral	0,15	(1,0)
COMUNIDAD VALENCIANA			Cocentaina	0,07	(1,0)
Provincia de Alicante/Alacant			Confrides	0,08	(1,0)
Adsubia	0,07	(1,0)	Cox	0,16	(1,0)
Agost	0,11	(1,0)	Crevillent	0,15	(1,0)
Agres	0,07	(1,0)	Daya Nueva	0,16	(1,0)
Aigües	0,11	(1,0)	Daya Vieja	0,16	(1,0)
Albatera	0,15	(1,0)	Dénia	0,06	(1,0)
Alcalalí	0,07	(1,0)	Dolores	0,16	(1,0)
Alcocer de Planes	0,07	(1,0)	Elche/Elx	0,15	(1,0)
Alcoleja	0,08	(1,0)	Elda	0,09	(1,0)
Alcoy/Alcoi	0,07	(1,0)	Facheca	0,07	(1,0)
Alfafara	0,07	(1,0)	Famorca	0,07	(1,0)
Alfàs del Pi, L'	0,08	(1,0)	Finestrat	0,09	(1,0)
Algorfa	0,16	(1,0)	Formentera del Segura	0,15	(1,0)
Algueña	0,12	(1,0)	Gaianes	0,07	(1,0)
Alicante/Alacant	0,14	(1,0)	Gata de Gorgos	0,06	(1,0)
Almoradí	0,16	(1,0)	Gorga	0,07	(1,0)
Almudaina	0,07	(1,0)	Granja de Rocamora	0,15	(1,0)
Alqueria d'Asnar, L'	0,07	(1,0)	Guadalest	0,07	(1,0)
Altea	0,08	(1,0)	Guardamar del Segura	0,15	(1,0)
Aspe	0,13	(1,0)	Hondón de las Nieves	0,13	(1,0)
Balones	0,07	(1,0)	Hondón de los Frailes	0,14	(1,0)
Banyeres de Mariola	0,07	(1,0)	Ibi	0,08	(1,0)
Benasau	0,07	(1,0)	Jacarilla	0,16	(1,0)
Beneixama	0,07	(1,0)	Jalón/Xaló	0,07	(1,0)
Benejúzar	0,16	(1,0)	Jávea/Xàbia	0,05	(1,0)
Benferri	0,15	(1,0)	Jijona/Xixona	0,09	(1,0)
Beniarbeig	0,07	(1,0)	Lorcha/Orxa, L'	0,07	(1,0)
Beniardá	0,07	(1,0)	Líber	0,07	(1,0)
Beniarrés	0,07	(1,0)	Millena	0,07	(1,0)
Benidoleig	0,07	(1,0)	Monforte del Cid	0,12	(1,0)
Benidorm	0,09	(1,0)	Monóvar/Monòver	0,10	(1,0)
Benifallim	0,08	(1,0)	Montesinos, Los	0,15	(1,0)
Benifato	0,08	(1,0)	Murla	0,07	(1,0)
Benigembla	0,07	(1,0)	Muro de Alcoy	0,07	(1,0)
Benijófar	0,15	(1,0)	Mutxamel	0,13	(1,0)
Benilloba	0,07	(1,0)	Novelda	0,12	(1,0)
Benillup	0,07	(1,0)	Nucia, La	0,08	(1,0)
			Ondara	0,06	(1,0)
			Onil	0,07	(1,0)
			Orba	0,07	(1,0)

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Carrícola	0,07	(1,0)	Moncada	0,06	(1,0)
Castelló de Rugat	0,07	(1,0)	Monserrat	0,07	(1,0)
Castellonet de la Conquesta	0,07	(1,0)	Montaverner	0,07	(1,0)
Catadau	0,07	(1,0)	Montesa	0,07	(1,0)
Catarroja	0,07	(1,0)	Montichelvo	0,07	(1,0)
Cerdà	0,07	(1,0)	Montroy	0,07	(1,0)
Chella	0,07	(1,0)	Museros	0,06	(1,0)
Cheste	0,06	(1,0)	Náquera	0,05	(1,0)
Chiva	0,06	(1,0)	Navarrés	0,07	(1,0)
Cofrentes	0,06	(1,0)	Noveló/Novetlè	0,07	(1,0)
Corbera	0,07	(1,0)	Oliva	0,07	(1,0)
Cortes de Pallás	0,06	(1,0)	Olleria, L'	0,07	(1,0)
Cotes	0,07	(1,0)	Olocau	0,04	(1,0)
Cullera	0,07	(1,0)	Ontinyent	0,07	(1,0)
Daimús	0,07	(1,0)	Otos	0,07	(1,0)
Dos Aguas	0,07	(1,0)	Paiporta	0,07	(1,0)
Eliana, L'	0,06	(1,0)	Palma de Gandía	0,07	(1,0)
Emperador	0,06	(1,0)	Palmera	0,07	(1,0)
Enguera	0,07	(1,0)	Palomar, El	0,07	(1,0)
Ènova, L'	0,07	(1,0)	Paterna	0,06	(1,0)
Estivella	0,04	(1,0)	Pedralba	0,04	(1,0)
Estubeny	0,07	(1,0)	Petrés	0,04	(1,0)
Favara	0,07	(1,0)	Picanya	0,07	(1,0)
Foios	0,06	(1,0)	Picassent	0,07	(1,0)
Font de la Figuera, La	0,07	(1,0)	Piles	0,07	(1,0)
Font d'en Carròs, La	0,07	(1,0)	Pinet	0,07	(1,0)
Fontanars dels Alforins	0,07	(1,0)	Pobla de Farnals, La	0,06	(1,0)
Fortaleny	0,07	(1,0)	Pobla de Vallbona, La	0,05	(1,0)
Gandia	0,07	(1,0)	Pobla del Duc, La	0,07	(1,0)
Gavarda	0,07	(1,0)	Pobla Llarga, La	0,07	(1,0)
Genovés	0,07	(1,0)	Polinyà de Xúquer	0,07	(1,0)
Gilet	0,05	(1,0)	Potries	0,07	(1,0)
Godella	0,06	(1,0)	Puçol	0,05	(1,0)
Godolleta	0,06	(1,0)	Puig	0,05	(1,0)
Granja de la Costera, La	0,07	(1,0)	Quart de Poblet	0,07	(1,0)
Guadasequies	0,07	(1,0)	Quatretonda	0,07	(1,0)
Guadassuar	0,07	(1,0)	Quesa	0,07	(1,0)
Guardamar	0,07	(1,0)	Rafelbuñol/Rafelbunyol	0,06	(1,0)
Jalance	0,06	(1,0)	Rafelcofer	0,07	(1,0)
Jarafuel	0,06	(1,0)	Rafelguaraf	0,07	(1,0)
Loriguilla	0,06	(1,0)	Ráfol de Salem	0,07	(1,0)
Lugar Nuevo de la Corona	0,07	(1,0)	Real de Gandía	0,07	(1,0)
Llanera de Ranes	0,07	(1,0)	Real de Montroi	0,07	(1,0)
Llaurí	0,07	(1,0)	Riba Roja de Túria	0,06	(1,0)
Llíria	0,05	(1,0)	Riola	0,07	(1,0)
Llocnou de Sant Jeroni	0,07	(1,0)	Rocafort	0,06	(1,0)
Llocnou d'en Fenollet	0,07	(1,0)	Rotglá y Corberá	0,07	(1,0)
Llombai	0,07	(1,0)	Rótova	0,07	(1,0)
Llosa de Ranes	0,07	(1,0)	Rugat	0,07	(1,0)
Llutxent	0,07	(1,0)	Sagunto/Sagunt	0,04	(1,0)
Macastre	0,06	(1,0)	Salem	0,07	(1,0)
Manises	0,06	(1,0)	San Antonio de Benagéber	0,06	(1,0)
Manuel	0,07	(1,0)	San Juan de Énova	0,07	(1,0)
Masalavés	0,07	(1,0)	Sedaví	0,07	(1,0)
Massalfassar	0,06	(1,0)	Segart	0,05	(1,0)
Massamagrell	0,06	(1,0)	Sellent	0,07	(1,0)
Massanassa	0,07	(1,0)	Sempere	0,07	(1,0)
Meliana	0,06	(1,0)	Senyera	0,07	(1,0)
Millares	0,07	(1,0)	Serra	0,05	(1,0)
Miramar	0,07	(1,0)	Siete Aguas	0,04	(1,0)
Mislata	0,07	(1,0)	Silla	0,07	(1,0)
Mogente/Moixent	0,07	(1,0)	Simat de la Vall digna	0,07	(1,0)

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Provincia de Lugo			Provincia de Ourense		
Abadín	0,04	(1,0)	Allariz	0,04	(1,0)
Alfoz	0,04	(1,0)	Amoeiro	0,04	(1,0)
Antas de Ulla	0,04	(1,0)	Arnoia, A	0,04	(1,0)
Baleira	0,04	(1,0)	Avión	0,04	(1,0)
Baralla	0,04	(1,0)	Baltar	0,04	(1,0)
Barreiros	0,04	(1,0)	Bande	0,04	(1,0)
Becerreá	0,04	(1,0)	Baños de Molgas	0,04	(1,0)
Begonte	0,04	(1,0)	Barbadás	0,04	(1,0)
Bóveda	0,04	(1,0)	Beade	0,04	(1,0)
Carballedo	0,04	(1,0)	Beariz	0,04	(1,0)
Castro de Rei	0,04	(1,0)	Blancos, Os	0,04	(1,0)
Castroverde	0,04	(1,0)	Boborás	0,04	(1,0)
Cervantes	0,04	(1,0)	Bola, A	0,04	(1,0)
Chantada	0,04	(1,0)	Bolo, O	0,04	(1,0)
Corgo, O	0,04	(1,0)	Calvos de Randín	0,04	(1,0)
Cospeito	0,04	(1,0)	Carballeda de Avia	0,04	(1,0)
Folgoso do Courel	0,04	(1,0)	Carballiño, O	0,04	(1,0)
Fonsagrada, A	0,04	(1,0)	Cartelle	0,04	(1,0)
Foz	0,04	(1,0)	Castrelo de Miño	0,04	(1,0)
Friol	0,04	(1,0)	Castrelo do Val	0,04	(1,0)
Guitiriz	0,04	(1,0)	Castro Caldelas	0,04	(1,0)
Guntín	0,04	(1,0)	Celanova	0,04	(1,0)
Incio, O	0,04	(1,0)	Cenlle	0,04	(1,0)
Láncara	0,04	(1,0)	Coles	0,04	(1,0)
Lourenzá	0,04	(1,0)	Cortegada	0,04	(1,0)
Lugo	0,04	(1,0)	Cualedro	0,04	(1,0)
Meira	0,04	(1,0)	Chandrexa de Queixa	0,04	(1,0)
Mondoñedo	0,04	(1,0)	Entrimo	0,04	(1,0)
Monforte de Lemos	0,04	(1,0)	Esgos	0,04	(1,0)
Monterroso	0,04	(1,0)	Gomesende	0,04	(1,0)
Muras	0,04	(1,0)	Irixo, O	0,04	(1,0)
Navia de Suarna	0,04	(1,0)	Larouco	0,04	(1,0)
Nogais, As	0,04	(1,0)	Laza	0,04	(1,0)
Ouro	0,04	(1,0)	Leiro	0,04	(1,0)
Outeiro de Rei	0,04	(1,0)	Lobeira	0,04	(1,0)
Palas de Rei	0,04	(1,0)	Lobios	0,04	(1,0)
Pantón	0,04	(1,0)	Maceda	0,04	(1,0)
Paradela	0,04	(1,0)	Manzaneda	0,04	(1,0)
Páramo, O	0,04	(1,0)	Maside	0,04	(1,0)
Pastoriza, A	0,04	(1,0)	Melón	0,04	(1,0)
Pedrafita do Cebreiro	0,04	(1,0)	Merca, A	0,04	(1,0)
Pobra do Brollón, A	0,04	(1,0)	Montederramo	0,04	(1,0)
Pol	0,04	(1,0)	Monterrei	0,04	(1,0)
Pontenova, A	0,04	(1,0)	Muíños	0,04	(1,0)
Portomarín	0,04	(1,0)	Nogueira de Ramuín	0,04	(1,0)
Quiroga	0,04	(1,0)	Oímbra	0,04	(1,0)
Rábade	0,04	(1,0)	Ourense	0,04	(1,0)
Ribas de Sil	0,04	(1,0)	Paderne de Allariz	0,04	(1,0)
Ribeira de Piquín	0,04	(1,0)	Padrenda	0,04	(1,0)
Riotorto	0,04	(1,0)	Parada de Sil	0,04	(1,0)
Samos	0,04	(1,0)	Pereiro de Aguiar, O	0,04	(1,0)
Sarria	0,04	(1,0)	Peroxa, A	0,04	(1,0)
Saviñao, O	0,04	(1,0)	Petín	0,04	(1,0)
Sober	0,04	(1,0)	Piñor	0,04	(1,0)
Taboada	0,04	(1,0)	Pobra de Trives, A	0,04	(1,0)
Trabada	0,04	(1,0)	Pontedeva	0,04	(1,0)
Triacastela	0,04	(1,0)	Porqueira	0,04	(1,0)
Valadouro, O	0,04	(1,0)	Punxín	0,04	(1,0)
Vilalba	0,04	(1,0)	Quintela de Leirado	0,04	(1,0)
Xermade	0,04	(1,0)	Rairiz de Veiga	0,04	(1,0)

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Abarán	0,10	(1,0)	Améscoa Baja	0,04	(1,0)
Águilas	0,11	(1,0)	Ancín	0,04	(1,0)
Albudeite	0,11	(1,0)	Ansoáin	0,04	(1,0)
Alcantarilla	0,15	(1,0)	Anue	0,04	(1,0)
Alcázares, Los	0,08	(1,0)	Añorbe	0,04	(1,0)
Aledo	0,10	(1,0)	Aoiz/Agoitz	0,05	(1,0)
Alguazas	0,14	(1,0)	Araitz	0,04	(1,0)
Alhama de Murcia	0,11	(1,0)	Arakil	0,04	(1,0)
Archena	0,13	(1,0)	Aranarache	0,04	(1,0)
Beniel	0,16	(1,0)	Aranguren	0,04	(1,0)
Blanca	0,11	(1,0)	Arano	0,04	(1,0)
Bullas	0,08	(1,0)	Arantza	0,04	(1,0)
Calasparra	0,07	(1,0)	Arbizu	0,04	(1,0)
Campos del Río	0,12	(1,0)	Arce/Artzi	0,05	(1,0)
Caravaca de la Cruz	0,07	(1,0)	Arellano	0,04	(1,0)
Cartagena	0,07	(1,0)	Areso	0,04	(1,0)
Cehegín	0,08	(1,0)	Aria	0,05	(1,0)
Ceutí	0,14	(1,0)	Aribe	0,05	(1,0)
Cieza	0,09	(1,0)	Arruazu	0,04	(1,0)
Fortuna	0,15	(1,0)	Artajona	0,04	(1,0)
Fuente Álamo de Murcia	0,11	(1,0)	Artazu	0,04	(1,0)
Jumilla	0,07	(1,0)	Atez	0,04	(1,0)
Librilla	0,12	(1,0)	Auritz/Burguete	0,05	(1,0)
Lorca	0,12	(1,0)	Ayegui	0,04	(1,0)
Lorquí	0,14	(1,0)	Bakaiku	0,04	(1,0)
Mazarrón	0,09	(1,0)	Barañain	0,04	(1,0)
Molina de Segura	0,15	(1,0)	Barásoain	0,04	(1,0)
Moratalla	0,07	(1,0)	Barbarin	0,04	(1,0)
Mula	0,09	(1,0)	Basaburua	0,04	(1,0)
Murcia	0,15	(1,0)	Baztan	0,05	(1,0)
Ojós	0,12	(1,0)	Beintza Labaien	0,04	(1,0)
Pliego	0,09	(1,0)	Belascoáin	0,04	(1,0)
Puerto Lumbreras	0,14	(1,0)	Bera/Vera de Bidasoa	0,04	(1,0)
Ricote	0,12	(1,0)	Berrioplano	0,04	(1,0)
San Javier	0,10	(1,0)	Berriozar	0,04	(1,0)
San Pedro del Pinatar	0,11	(1,0)	Bertizarana	0,04	(1,0)
Santomera	0,16	(1,0)	Betelu	0,04	(1,0)
Torre Pacheco	0,09	(1,0)	Bidaurreta	0,04	(1,0)
Torres de Cotillas, Las	0,14	(1,0)	Biurrun Olcoz	0,04	(1,0)
Totana	0,10	(1,0)	Burgui/Burgi	0,05	(1,0)
Ulea	0,12	(1,0)	Burlada/Burlata	0,04	(1,0)
Unión, La	0,07	(1,0)	Castillonuevo	0,05	(1,0)
Villanueva del Río Segura	0,13	(1,0)	Cirauqui	0,04	(1,0)
Yecla	0,07	(1,0)	Ciriza	0,04	(1,0)
			Cizur	0,04	(1,0)
			Dicastillo	0,04	(1,0)
			Donamaria	0,04	(1,0)
			Doneztebe/Santesteban	0,04	(1,0)
			Echarri	0,04	(1,0)
			Egüés	0,04	(1,0)
			Elgorriaga	0,04	(1,0)
			Enériz	0,04	(1,0)
			Eratsun	0,04	(1,0)
			Ergoiena	0,04	(1,0)
			Erro	0,05	(1,0)
			Eslava	0,04	(1,0)
			Esparza de Salazar	0,06	(1,0)
			Estella/Lizarra	0,04	(1,0)
			Esteribar	0,04	(1,0)
			Etayo	0,04	(1,0)
			Etxalar	0,04	(1,0)
			Etxarri Aranatz	0,04	(1,0)
COMUNIDAD FORAL DE NAVARRA					
Provincia de Navarra					
Abáigar	0,04	(1,0)			
Abárzuza	0,04	(1,0)			
Abaurregaina/Abaurrea Alta	0,05	(1,0)			
Aburrepea/Abaurrea Baja	0,05	(1,0)			
Aberin	0,04	(1,0)			
Adiós	0,04	(1,0)			
Aibar/Oibar	0,04	(1,0)			
Allín	0,04	(1,0)			
Altsasu/Alsasua	0,04	(1,0)			

Municipio	a_b/g	K	Municipio	a_b/g	K
Etxauri	0,04	(1,0)	Nazar	0,04	(1,0)
Eulate	0,04	(1,0)	Noáin (Valle de Elorz)/Noain (Elortzibar)	0,04	(1,0)
Ezcabarte	0,04	(1,0)	Obanos	0,04	(1,0)
Ezcároz/Ezkaroze	0,06	(1,0)	Ochagavía	0,06	(1,0)
Ezkurra	0,04	(1,0)	Oco	0,04	(1,0)
Ezprogui	0,04	(1,0)	Odieta	0,04	(1,0)
Galar	0,04	(1,0)	Oitz	0,04	(1,0)
Gallués/Galozte	0,05	(1,0)	Olaibar	0,04	(1,0)
Garaioa	0,05	(1,0)	Olazti/Olazagutía	0,04	(1,0)
Garde	0,06	(1,0)	Olejua	0,04	(1,0)
Garínoain	0,04	(1,0)	Olo	0,04	(1,0)
Garralda	0,05	(1,0)	Olóriz	0,04	(1,0)
Goizueta	0,04	(1,0)	Olza	0,04	(1,0)
Goñi	0,04	(1,0)	Orbaitzeta	0,05	(1,0)
Güesa/Gorza	0,05	(1,0)	Orbara	0,05	(1,0)
Guesálaz	0,04	(1,0)	Orcoyen	0,04	(1,0)
Guirguillano	0,04	(1,0)	Orísoain	0,04	(1,0)
Hiriberri/Villanueva de Aezkoa	0,05	(1,0)	Oronz	0,06	(1,0)
Huarte/Uharte	0,04	(1,0)	Oroz Betelu	0,05	(1,0)
Ibargoiti	0,04	(1,0)	Orreaga/Roncesvalles	0,05	(1,0)
Igantzi	0,04	(1,0)	Oteiza	0,04	(1,0)
Igúzquiza	0,04	(1,0)	Pamplona/Iruña	0,04	(1,0)
Imotz	0,04	(1,0)	Piedramillera	0,04	(1,0)
Irañeta	0,04	(1,0)	Puente La Reina/Gares	0,04	(1,0)
Irurtzun	0,04	(1,0)	Pueyo	0,04	(1,0)
Isaba/Izaba	0,07	(1,0)	Romanzado	0,04	(1,0)
Ituren	0,04	(1,0)	Roncal/Erronkari	0,06	(1,0)
Iturmendi	0,04	(1,0)	Sada	0,04	(1,0)
Iza	0,04	(1,0)	Saldías	0,04	(1,0)
Izagaondoa	0,04	(1,0)	Salinas de Oro	0,04	(1,0)
Izalzu/Itzaltzu	0,06	(1,0)	Sangüesa/Zangoza	0,04	(1,0)
Jaurrieta	0,06	(1,0)	Sarriés/Sartze	0,05	(1,0)
Javier	0,04	(1,0)	Sorlada	0,04	(1,0)
Juslapeña	0,04	(1,0)	Sunbilla	0,04	(1,0)
Lakuntza	0,04	(1,0)	Tiebas Muruarte de Reta	0,04	(1,0)
Lana	0,04	(1,0)	Tirapu	0,04	(1,0)
Lantz	0,04	(1,0)	Ucar	0,04	(1,0)
Larraona	0,04	(1,0)	Uharte Arakil	0,04	(1,0)
Larraun	0,04	(1,0)	Ultzama	0,04	(1,0)
Leache	0,04	(1,0)	Unciti	0,04	(1,0)
Legarda	0,04	(1,0)	Unzué	0,04	(1,0)
Legaria	0,04	(1,0)	Urdazubi/Urdax	0,05	(1,0)
Leitza	0,04	(1,0)	Urdiain	0,04	(1,0)
Leoz	0,04	(1,0)	Urraul Alto	0,05	(1,0)
Lerga	0,04	(1,0)	Urraul Bajo	0,04	(1,0)
Lesaka	0,04	(1,0)	Urrotz	0,04	(1,0)
Lezáun	0,04	(1,0)	Urroz	0,04	(1,0)
Liédena	0,04	(1,0)	Urzainqui	0,06	(1,0)
Lizoáin	0,04	(1,0)	Uterga	0,04	(1,0)
Lónguida/Longida	0,04	(1,0)	Uztárróz/Uztarroze	0,07	(1,0)
Lumbier	0,04	(1,0)	Vidángoz/Bidankoze	0,05	(1,0)
Luquin	0,04	(1,0)	Villamayor de Monjardín	0,04	(1,0)
Luzaide/Valcarlos	0,05	(1,0)	Villatuerta	0,04	(1,0)
Mañeru	0,04	(1,0)	Villava/Atarrabia	0,04	(1,0)
Mendaza	0,04	(1,0)	Yerri	0,04	(1,0)
Mendigorría	0,04	(1,0)	Yesa	0,04	(1,0)
Metauten	0,04	(1,0)	Zabalza	0,04	(1,0)
Monreal	0,04	(1,0)	Ziordia	0,04	(1,0)
Morentin	0,04	(1,0)	Zubieta	0,04	(1,0)
Murieta	0,04	(1,0)	Zugarramurdi	0,05	(1,0)
Muruzábal	0,04	(1,0)	Zúñiga	0,04	(1,0)
Navascués	0,05	(1,0)			

Índice

Real Decreto	3
--------------------	---

ANEXO. ARTICULADO Y COMENTARIOS

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1. <i>Objeto</i>	7
1.2. <i>Aplicación de la Norma</i>	7
1.2.1. <i>Ámbito de aplicación</i>	7
1.2.2. <i>Clasificación de las construcciones</i>	8
1.2.3. <i>Criterios de aplicación de la Norma</i>	8
1.2.4. <i>Prescripciones de índole general</i>	9
1.3. <i>Cumplimiento de la Norma</i>	9
1.3.1. <i>Cumplimiento de la Norma en la fase de proyecto</i>	9
1.3.2. <i>Cumplimiento de la Norma en la fase de construcción</i>	9
1.3.3. <i>Cumplimiento de la Norma durante el período de vida útil</i>	10

CAPÍTULO II. INFORMACIÓN SÍSMICA

2.1. <i>Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica</i>	13
2.2. <i>Aceleración sísmica de cálculo</i>	13
2.3. <i>Espectro de respuesta elástica</i>	14
2.4. <i>Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno</i>	15
2.5. <i>Modificación del espectro de respuesta elástica en función del amortiguamiento</i>	16
2.6. <i>Espectro de respuesta elástica para movimientos verticales</i>	16

CAPÍTULO III. CÁLCULO

3.1. <i>Generalidades</i>	21
3.2. <i>Masas que intervienen en el cálculo</i>	21
3.3. <i>Acciones que se consideran en el cálculo</i>	22
3.4. <i>Verificación de la seguridad</i>	22
3.5. <i>Métodos de cálculo</i>	22
3.5.1. <i>Condiciones para aplicar el método simplificado de cálculo</i>	22
3.6. <i>Procedimientos generales de cálculo</i>	23
3.6.1. <i>Estudio dinámico</i>	23
3.6.2. <i>Análisis mediante espectros de respuesta</i>	23
3.6.2.1. <i>Modelo de estructura</i>	23
3.6.2.2. <i>Desplazamientos modales máximos</i>	23
3.6.2.3. <i>Modos de vibración</i>	24

3.6.2.4.	Combinación de los resultados obtenidos para los diferentes modos	25
3.6.2.5.	Cálculo de las solicitaciones	25
3.7.	<i>Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación</i>	25
3.7.1.	Modelo de la estructura	25
3.7.2.	Modos de vibración	26
3.7.2.1.	Número de modos a considerar	26
3.7.2.2.	Cálculo del período fundamental de los edificios	26
3.7.3.	Cálculo de las fuerzas sísmicas	27
3.7.3.1.	Coefficiente de respuesta β	28
3.7.3.2.	Factor de distribución η	30
3.7.3.3.	Desplazamientos	31
3.7.4.	Sistema de fuerzas estáticas equivalentes	31
3.7.5.	Consideración de los efectos de rotación	32
3.8.	<i>Efectos de segundo orden</i>	32
3.9.	<i>Muros de contención</i>	32

CAPÍTULO IV. REGLAS DE DISEÑO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS EN EDIFICACIONES

4.1.	<i>Introducción</i>	41
4.2.	<i>Reglas de índole general</i>	41
4.2.1.	Forma del edificio	41
4.2.2.	Disposición de masas	42
4.2.3.	Disposición de elementos estructurales	42
4.2.4.	Elementos no estructurales	43
4.2.5.	Juntas entre construcciones	43
4.3.	<i>De la cimentación</i>	43
4.3.1.	Criterio general de diseño	43
4.3.2.	Elementos de atado	43
4.3.3.	Reglas específicas para cimentaciones de pilotes	44
4.4.	<i>De las estructuras de muros de fábrica</i>	45
4.4.1.	Criterio general de diseño	45
4.4.2.	Huecos, entrepaños y rozas	45
4.4.3.	Enlace de los forjados al muro	45
4.4.4.	Refuerzos en muros	45
4.5.	<i>De las estructuras de hormigón armado</i>	46
4.5.1.	Criterios generales	46
4.5.2.	Vigas de hormigón	46
4.5.2.1.	Reglas generales para vigas	46
4.5.2.2.	Condiciones particulares de la armadura superior	48
4.5.2.3.	Condiciones particulares para la armadura inferior	49
4.5.2.4.	Condiciones particulares para estribos	50
4.5.2.5.	Condiciones particulares en caso de inversión de momentos	51
4.5.3.	Soportes	51
4.5.3.1.	Reglas generales de soportes	51
4.5.3.2.	Condiciones particulares del nudo de arranque	52
4.5.3.3.	Condiciones particulares en nudos intermedios	53
4.5.3.4.	Condiciones particulares del nudo superior	54
4.5.4.	Forjados	54
4.5.5.	Pantallas de rigidización	55
4.5.6.	Elementos prefabricados	55
4.6.	<i>De las estructuras de acero</i>	55
4.6.1.	Criterios generales	55
4.6.2.	Materiales	56
4.6.3.	Uniones.	56
4.6.4.	Estructuras de pórticos	56
4.6.5.	Triangulaciones y arriostramientos	57
4.7.	<i>De otros elementos de la construcción</i>	57
4.7.1.	Consideraciones generales	57
4.7.2.	Cerramientos, particiones y otros	57
4.7.3.	Antepechos, parapetos, chimeneas y cercas	57
4.7.4.	Vías de evacuación	57
4.7.5.	Carpinterías exteriores	58
4.7.6.	Revestimientos y aplacados	58
4.7.7.	Instalaciones y acometidas	58
Anejo 1	67