

CODIGO DE CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES PARA LA PROVINCIA DE MENDOZA - 1987

- 1) OBJETO
- 2) ALCANCE
- 3) NOTACIONES, DEFINICIONES Y ASPECTOS ADMINISTRATIVOS
 - 1) Notaciones
 - 2) Definiciones
 - 3) Aspectos administrativos de la aplicación del Código
 - 1) Definiciones de las funciones y responsabilidades profesionales
 - 2) Responsables de la aplicación del Código
 - 1) Responsabilidad de los profesionales
 - 2) Responsabilidad del propietario o usuario de la obra
 - 3) Control de aplicación del Código
 - 3) Documentación técnica de la obra
 - 1) Contenido de la documentación técnica
 - 2) Instancias de la documentación técnica
 - 3) Forma de la documentación técnica
 - 4) Instrumental y mediciones
 - 1) Instrumental obligatorio
 - 1) Instrumental a instalar
 - 2) Tipo y ubicación
 - 3) Archivo de la información y mantenimiento del instrumental
 - 4) Responsabilidad del propietario de la obra
 - 2) Mediciones
- 4) EVALUACION DEL EFECTO SISMICO
 - 1) Actividad sísmica
 - 2) Clasificación de las construcciones según su destino
 - 3) Clasificación de las estructuras
 - 4) Influencia del terreno
 - 5) Origen de la acción sísmica
 - 6) Método estático
 - 7) Partes de la construcción
 - 8) Método estático valorado
 - 9) Análisis dinámico modal
 - 10) Análisis dinámico temporal
- 5) ANALISIS ESTRUCTURAL

- 1) Análisis de solicitaciones y deformaciones
 - 2) Simultaneidad de estados de cargas
 - 3) Verificación de la seguridad estructural
 - 4) Verificación simplificada
 - 5) Proyecto de fundaciones
 - 6) Verificación de la estabilidad (Efecto P- Δ)
- 6) REQUERIMIENTOS ADICIONALES DE PROYECTO
- 1) Linderos y juntas
 - 2) Diafragma (Losas, techos, entrepisos)
- 7) PARTICULARIDADES DE PROYECTO Y EJECUCION
- 1) Hormigón armado
 - 2) Mampostería
 - 3) Construcciones metálicas
 - 4) Construcciones de madera
- 8) MODIFICACIONES O REPARACIONES DE OBRAS EXISTENTES
- 1) Alcance
 - 2) Definiciones
 - 3) Principios fundamentales
 - 4) Clasificación de las construcciones
 - 5) Excepciones admitidas a la obra subsistente
 - 6) Exigencias y comprobaciones para las distintas categorías

1. OBJETO

El presente Código establece los requisitos básicos a cumplir en el proyecto, cálculo, ejecución, reparación y refuerzo de las construcciones y de sus partes componentes con el objeto de considerar en ellas el efecto sísmico.

El Código tiende a los siguientes objetivos:

- a) Evitar pérdida de vidas.
- b) Disminuir la posibilidad de daños físicos a personas.
- c) Evitar el colapso por efectos de sismos de gran intensidad y pequeña probabilidad de ocurrencia, disminuyendo los daños a niveles económicamente admisibles.
- d) Evitar daños por efectos de los sismos de mediana intensidad que son más frecuentes.
- e) Evitar daños a personas o cosas ajenas a la construcción.

2. ALCANCE

Este Código se aplicará a las construcciones en conjunto, a sus partes componentes, a las instalaciones y a los equipamientos que sean destinados a viviendas, oficinas, comercio, industria e infraestructura, de carácter público o privado, ubicadas o a ubicarse en el territorio provincial.

Para aquellas construcciones que por su importancia requieran estudios especiales de seguridad sismo resistente, este Código será aplicable como orientación básica. Las reparticiones o empresas encargadas del proyecto y de la construcción serán responsables de estos estudios, cuyos resultados deberán ser considerados por el Consejo del Código de Construcciones Sismorresistentes.

Las particularidades relativas al proyecto, cálculo, ejecución, reparación y refuerzo de las construcciones y sus partes componentes que no están incluidas en este Código se regirán por las Normas que a continuación se detallan, según el orden de precedencia: Norma IRAM; Normas CIRSOC; Normas DIN; Recomendaciones CEB-FIP.

3.- NOTACIONES, DEFINICIONES Y ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

3.1.- NOTACIONES (ver código)

- A: Área de una superficie o de la sección recta de un elemento
- Ar: Factor de amplificación dinámico
- B: Sección total de hormigón
- Bl: Sección parcial o local de hormigón (asociada con Fel)
- C: Coeficiente sísmico de la construcción
- Co: Coeficiente de zona (Riesgo zonal)
- Cp: Coeficiente sísmico de parte o componente
- Cpo: Coeficiente sísmico límite de parte o componente
- D: Diámetro de un pilote o cilindro
- D 50: Diámetro medio (tamiz que deja pasar 50%) del suelo
- E: Módulo de elasticidad longitudinal (el subíndice indica material o estado)
- Eo: Módulo edométrico del suelo
- Fe: Armadura longitudinal de un elemento (Fe' en la otra cara)
- Feb: Armadura de borde (de un tabique o muro)
- Fed: Armadura en diagonal
- Fel: Armadura localizada en una zona de un elemento
- Fes: Armadura total de estribos o armadura horizontal en tabiques o muros en una longitud determinada
- Fd: Fuerza dinámica
- Fp: Fuerza estática equivalente sobre una parte o componente
- Fs: Fuerza estática total equivalente sobre la construcción
- Fsi: Fuerza estática correspondiente a la carga Qi
- G: Carga permanente, el subíndice (i) indica localización
- N: Altura total de una construcción o sistema
- Ip: Momento de inercia (peso) polar de una carga gravitatoria, el subíndice (i) indica localización
- J: Momento de inercia de una sección, el subíndice (i) indica localización o pertenencia
- K ϕ : Rigidez o rotación de una fundación
- Kz: Rigidez para desplazamiento vertical de una fundación

- L: Longitud total de una construcción o sistema
- M: Momento flector, el subíndice indica origen o sección
- Msi: Momento de vuelco en i por acción sísmica
- Mtsi: Momento torsor en i por acción sísmica
- N: Esfuerzo normal, el subíndice indica origen o sección / Número de golpes del ensayo SPT
- P: Carga accidental, el subíndice indica localización
- Q: Carga total, el subíndice indica localización
- Qf: Esfuerzo de corte, el subíndice indica origen o estado
- Qp: Carga gravitatoria total de una parte o componente
- R: Coeficiente de rigidez, los subíndices indican ubicación de las fuerzas y corrimientos asociados / Factor de reducción, el subíndice indica el modo
- S: Solicitación genérica (M, N o Q) en una sección o elemento, el subíndice indica origen o estado
- Sa: Ordenada espectral, el subíndice indica modo o período
- SPT: Ensayo de penetración normal (Terzaghi)
- T: Período de vibración, el subíndice indica modo
- To: Período propio o fundamental de la construcción
- Top: Período propio o fundamental de una parte o componente
- Ts: Esfuerzo de corte global por sismo en la construcción o un sistema, el subíndice indica ubicación
- Tu: Esfuerzo de corte global último que soporta la construcción o un sistema, el subíndice indica ubicación
- Z: Cota o diferencia de cotas entre niveles o mantos de suelo
- a: Aceleración (máx: máxima)
- b: Dimensión (ancho) de una sección o elemento (en general perpendicular a la dirección de las fuerzas)
- bo: Ancho del nervio una viga de hormigón armado
- d: Dimensión (altura) de una sección o elemento / Distancia entre elementos, el subíndice indica los elementos involucrados / Desplazamiento, los subíndices indican ubicación, origen y dirección
- e: Espesor de un elemento / Excentricidad, los subíndices indican ubicación, origen y dirección
- h: Altura útil de flexión de una sección de hormigón armado / Altura de un muro o panel de muro o de un componente (i) altura de la carga Q_i sobre el nivel de referencia
- hpi: Altura del piso o tramo i
- l: Longitud, el subíndice indica ubicación o calificación
- p: Coeficiente de participación de la sobrecarga / Presión de cálculo para las fundaciones
- rp: Coeficiente de participación de sistemas en paralelo, el subíndice indica ubicación o elemento
- rn: Coeficiente de participación de sistemas en serie

- s: Coeficiente de influencia del suelo (smáx: valor máximo de s) / Separación entre elementos, el subíndice indica origen o ubicación
- xi: Dimensión de junta en i
- α : Coeficiente de forma o distribución / Angulo ('i' en i o del elemento i)
- β : Coeficiente para el efecto P - Δ / Angulo en i o del elemento i
- β_r : Tensión de cálculo del hormigón
- β_s : Tensión de fluencia del acero
- β_ϕ, β_z : Coeficientes para determinar la rigidez de las fundaciones
- Δ_i : Desplazamiento de la carga gravitatoria Q_i
- γ_d : Coeficiente de destino de la construcción
- γ_{du} : Coeficiente de ductilidad de las estructuras
- γ_e : Coeficiente de estructura
- γ_{ep} : Coeficiente de estructura de parte de construcción
- γ_{vi} : Coeficiente de vinculación interna
- γ_r : Factor de riesgo
- γ_t : Factor de tipo
- γ_u : Factor de ubicación
- ϕ : Diámetro de barras de armaduras, el subíndice indica tipo o ubicación
- μ : Módulo de Poisson
- μ_o : Cuantía geométrica de armadura, los subíndices indican ubicación o tipo (μ_o' : en la otra cara)
- σ : Tensión normal, los subíndices indican ubicación, origen o sentido
- τ : Tensión tangencial, los subíndices indican ubicación, origen o sentido

3.2.- DEFINICIONES

A los fines de la aplicación de este Código se define:

- **AUTORIDAD DE APLICACIÓN:** Organismo público de Ámbito Nacional, Provincial o Municipal responsable por la seguridad pública en relación con la obra.
- **CAPACIDAD (resistente):** Solicitación o combinación de solicitaciones que es capaz de soportar un componente, pieza o sección en condición última o de colapso.
- **CENTRO DE GIRO:** Punto de la construcción (asociado con un nivel o masa i) que no se desliza cuando se aplican cuplas de eje vertical a la construcción.
- **COEFICIENTE SISMICO:** Factor que permite calcular la fuerza estática equivalente de la acción sísmica.
- **COMPONENTE:** Parte individualizable de una construcción.

- *CONJUNTO RIGIDO*: Conjunto de partes o componentes vinculados de tal modo que sus deformaciones relativas son insignificantes para la evaluación de acciones sobre el mismo o las del conjunto sobre la construcción.
- *DIAFRAGMA*: Sistema, de orientación aproximadamente horizontal, que vincula los sistemas resistentes verticales de una construcción. Puede o no contribuir al soporte de cargas verticales.
- *DUCTILIDAD*: Capacidad de absorción de energía hasta la rotura de un sistema o pieza. Habitualmente asociada a deformaciones importantes en rango plástico. Opuesto a fragilidad.
- *EDIFICIOS COMUNES*: Son construcciones formadas por uno o varios niveles independientes de la fundación en los que hay diafragma rígidos. Los niveles definen ámbitos habitables.
- *EQUIPAMIENTO*: Conjunto de sistemas, muebles y equipos que, sin formar parte de la construcción como obra, están en ella y son necesarios para su funcionamiento.
- *ESTRUCTURA*: Sistema espacial o conjunto espacial de sistemas capaces de soportar las acciones impuestas sobre la construcción y transferirlas a los vínculos, asegurando equilibrio y estabilidad. Todo elemento o componente capaz de restringir las deformaciones de toda o parte de la construcción forma parte de la estructura.
- *INSTALACIONES*: En general se refiere a los sistemas termomecánicos y eléctricos que permiten el funcionamiento de la obra.
- *MECANISMO DE COLAPSO*: Configuración final de la estructura en la que un pequeño aumento de las acciones produce un aumento grande o incontrolado de las deformaciones globales o locales y en consecuencia el equilibrio deja de ser posible.
- *MODO DE VIBRACION*: Cada una de las configuraciones que la construcción adopta o puede adoptar al vibrar libremente.
- *MURO*: Sistema resistente vertical, generalmente plano, que soporta principalmente en su plano (vertical u horizontalmente).
- *OBRA*: Conjunto de elementos físicos vinculados directa o indirectamente al suelo.
- *PANEL*: Elemento en forma de placa (dos dimensiones predominan respecto de la tercera) generalmente destinado a formar parte de un conjunto mayor. Parte un muro definida por los encadenados.
- *PERIODO PROPIO*: Período del modo de vibración de mayor período de una construcción.
- *PREFABRICADO (Premoldeado)*: En general sistema o componente cuya construcción se realiza fuera de su emplazamiento definitivo y se monta como una unidad en su emplazamiento. En sentido restringido se refiere a elementos de hormigón armado o mampostería en esas condiciones.
- *PORTICO*: Sistema resistente formado por múltiples elementos cuya deformación predominante se debe a la flexión.

- *ROTULA PLASTICA*: Zona de una pieza dúctil en la que, por haberse alcanzado la sollicitación límite, se producen rotaciones grandes ante aumentos pequeños de la sollicitación sin que se produzca el desmembramiento o destrucción física o la pérdida de capacidad de la pieza.
- *SISTEMA RESISTENTE*: Conjunto de elementos o piezas vinculadas de tal forma que puedan contribuir a soportar acciones sobre el conjunto de la construcción y tiene una función individualizable.
- *TABIQUE*: Muro o placa de hormigón armado, vertical o casi vertical, cuya misión principal es soportar acciones en su plano (horizontales y verticales). Las deformaciones por corte y por flexión son comparables.
- *TRIANGULACION*: Sistema resistente en el que los esfuerzos predominantes son axiales y a ellos se debe principalmente la deformación del conjunto.

3.3.- ASPECTOS ADMINISTRATIVOS DE LA APLICACION DEL CODIGO

3.3.1.- DEFINICION DE LAS FUNCIONES Y RESPONSABILIDADES PROFESIONALES.

Rigen las disposiciones del Código de Edificación de la jurisdicción de la obra. Quedan anuladas las disposiciones en contrario que existen en las normas indicadas en el Capítulo 2.

En las obras excluidas de los alcances de Código de Edificación, se aplican sus disposiciones por analogía o las define la Autoridad de Aplicación.

3.3.2.- RESPONSABLES DE LA APLICACION DEL CODIGO

3.3.2.1.- RESPONSABILIDAD DE LOS PROFESIONALES

Los profesionales de las distintas áreas de especialización en una obra son responsables de la aplicación de las disposiciones pertinentes de este Código en sus respectivas áreas. En ausencia de responsable específico para un área determinada, la responsabilidad recae en quien tiene a su cargo la coordinación del proyecto o de la obra respectivamente.

3.3.2.2.- RESPONSABILIDAD DEL PROPIETARIO O USUARIO DE LA OBRA

Cuando no es requerida o no se produce la intervención de profesionales en una obra el propietario o usuario es responsable por la aplicación de este. El propietario es además responsable de la conservación de la aptitud sismorresistente de la obra, que acepta y avala formalmente en los documentos de proyecto. Esta responsabilidad debe entenderse ya sea en sentido activo (por la introducción de modificaciones en la obra o su equipamiento), como pasivo (mantenimiento de la aptitud sismorresistente de la obra durante su vida útil). La Autoridad de Aplicación notificará esta responsabilidad al Propietario en el momento de la habilitación de la obra.

3.3.2.3.- CONTROL DE LA APLICACION DEL CODIGO

La Autoridad de Aplicación es responsable del control de la aplicación de este Código en todo lo que afecte a la seguridad. El propietario puede designar otras instancias de control complementarias, con ámbitos de intervención más amplios (Auditorías Técnicas) cuya intervención no exime la responsabilidad de la Autoridad de Aplicación.

En ejercicio de esta responsabilidad visarán y conservarán la documentación técnica de la obra e inspeccionarán su construcción.

3.3.3.- DOCUMENTACION TECNICA DE LA OBRA

3.3.3.1.- CONTENIDO DE LA DOCUMENTACION TECNICA

En relación con este Código la documentación técnica comprender los siguientes Elementos:

a) Memoria de la obra que incluye:

a1) Memoria descriptiva de las acciones sobre la construcción, de la tecnología y los materiales a emplear, de los diversos sistemas resistentes incluida su relación con componentes o sistemas considerados no estructurales.

a2) Memoria descriptiva de los procedimientos de cálculo, en la que se detallarán las hipótesis básicas del Análisis estructural, los procedimientos de Análisis empleados, la justificación de su validez y las referencias o antecedentes que los avalan. La Autoridad de Aplicación está obligada a respetar los derechos de propiedad intelectual y no debe requerir información relativa a los procedimientos cuya divulgación esté restringida por tal motivo, sino los principios generales y la justificación de la validez de los resultados.

a3) Memoria de cálculo, con el desarrollo del Análisis, comprobaciones y verificaciones en detalle suficiente para ser seguidos totalmente en su secuencia lógica. Es obligatorio incluir las normas empleadas, el Análisis de acciones y solicitaciones, los materiales empleados para todos los componentes de la construcción, sus uniones o vínculos y la lista de planos.

b) Planos y planillas. En los planos y planillas se deber incluir la información relativa a la materialización de la construcción y como mínimo los materiales a emplear la ubicación y las dimensiones de todos los elementos de la construcción con sus uniones y vínculos.

b1) Planos. Comprenderán las plantas, cortes y esquemas necesarios con la ubicación y dimensiones de los componentes de la construcción, así como los detalles constructivos típicos y las especificaciones mínimas sobre los materiales y procedimientos constructivos a emplear. Las escalas serán las establecidas en las normas correspondientes.

b2) Planillas con el listado de componentes, sus secciones resistentes, los datos necesarios para su materialización y su correlación con la memoria de cálculo.

c) Libros de comunicación. Las comunicaciones entre los distintos responsables durante la construcción de la obra se formalizarán en documentos que según la importancia y naturaleza de la obra podrán ser uno o varios. En ellos se incluirán las modificaciones al proyecto, las inspecciones, los protocolos de los ensayos y los controles de calidad.

3.3.3.2.- INSTANCIAS DE LA DOCUMENTACION TECNICA

Sin perjuicio de la satisfacción de otras necesidades que pudieran requerir otros elementos en la documentación o bien otras presentaciones, para el control del cumplimiento de este Código será exigible:

a) Documentación Técnica de Proyecto, cuyo fin es la gestión y formalización de la autorización de la obra. Un ejemplar completo de la misma, con las constancias de su aprobación, debe encontrarse permanentemente en la obra.

b) Documentación Técnica Final de Obra, cuyo fin es el registro formal del estado de la obra tal cual fue construida. Como mínimo un ejemplar completo de esta documentación (memorias, planos y planillas, libros de

comunicación), visado por los responsables, debe quedar en poder de la Autoridad de Aplicación y otro en poder del Propietario.

3.3.3.3.- FORMA DE LA DOCUMENTACION TECNICA

La forma de presentación de la documentación técnica es libre, siempre que cumpla con las siguientes condiciones:

- a) Claridad, orden y prolijidad mínimas para satisfacer su cometido.
- b) Cumplimiento de los formatos establecidos por la Autoridad de Aplicación.

En subsidio se aplicarán las normas IRAM de dibujo técnico. La memoria y las planillas podrán integrarse en láminas con el formato de los planos o presentarse por separado en hojas de formato A4 o A3 encuadrados.

c) Todos los elementos de la documentación deberán ser identificados con el nombre de la obra y la numeración que permita correlacionarlos y ordenarlos. Los planos llevarán la carátula exigida por la Autoridad de Aplicación o, en subsidio, un rótulo en formato IRAM con expresa constancia de los responsables (Cap. 3.3.2.), del propietario y del carácter de la documentación (Proyecto o Final de Obra).

d) La técnica de reproducción es libre, siempre que asegure claridad y perdurabilidad. Para la documentación conforme a obra podrán adoptarse técnicas no gráficas (fichas o microfichas fotográficas, archivo electrónico o magnético) a juicio del destinatario de la misma.

3.4.- INSTRUMENTAL Y MEDICIONES

3.4.1.- INSTRUMENTAL OBLIGATORIO

En toda construcción de más de 8 pisos ó más de 3.000 m² o más de 25 m de altura se deberá instalar instrumental para el registro de movimientos debidos a sismos intensos. El instrumental pasará a ser propiedad de la provincia de Mendoza y debe considerarse parte de la construcción mientras esta exista.

3.4.1.1.- INSTRUMENTAL A INSTALAR

Se deberá instalar instrumental por un valor mínimo equivalente al 0,1% del valor de la obra. La Autoridad de Aplicación no podrá autorizar la habilitación de la obra si no se ha instalado el instrumental.

3.4.1.2.- TIPO Y UBICACION

El tipo de instrumental será propuesto por el Director de la Obra a la aprobación de la Autoridad de Aplicación. La ubicación del instrumental será definida por la Autoridad de Aplicación con asesoramiento del Consejo del Código de Construcciones Sismorresistentes.

3.4.1.3.- ARCHIVO DE LA INFORMACION Y MANTENIMIENTO DEL INSTRUMENTAL

El archivo de la información obtenida y el mantenimiento del instrumental estará a cargo del ITIEM. La información estará disponible libremente para cualquier interesado, con el solo cargo de los gastos de reproducción.

3.4.1.4.- RESPONSABILIDAD DEL PROPIETARIO DE LA OBRA

La Autoridad de Aplicación notificará al Propietario de la Obra su responsabilidad de proteger el instrumental y conservar en buenas condiciones físicas su emplazamiento. La notificación se realizará en el momento de otorgar la habilitación de la obra.

3.4.2.- MEDICIONES

Cuando la Autoridad de Aplicación realice la determinación experimental de parámetros dinámicos en una construcción deberá dar participación amplia a los profesionales responsables y notificarles sus resultados.

Si la determinación se realiza al concluir una obra para la que es obligatoria la colocación del instrumental, comunicará al ITIEM sus resultados para archivo.

Y si la determinación se realiza en los siguientes casos:

- a) Construcciones analizadas por m, todos dinámicos.
- b) Construcciones en las que se constaten daños estructurales.

El Profesional responsable (del proyecto o reparación, respectivamente) deberá evaluar las diferencias entre los parámetros estimados en el proyecto o medición inicial y los parámetros determinados experimentalmente, analizar su significado para la seguridad de la construcción y producir un informe para consideración de la Autoridad de Aplicación.

4.- EVALUACION DEL EFECTO SISMICO

A los fines del cumplimiento de los objetivos de este Código, la evaluación del efecto sísmico en las construcciones se realizará por los métodos denominados estáticos o dinámicos que se detallan en este capítulo.

Estos métodos tienen en cuenta el desarrollo de la actividad sísmica, el destino de las construcciones, las cargas actuantes, las propiedades dinámicas del terreno y de la construcción y las características resistentes de los materiales que la forman.

Es obligatorio el empleo de métodos dinámicos en los siguientes casos:

- a) Construcciones del grupo AE (4.2.) para las que así lo determine el Consejo del Código de Construcciones Sismorresistentes.
- b) Construcciones del grupo A de más de 20 m de altura o construcciones del grupo B de más de 30 m de altura.
- c) Construcciones en general con variaciones bruscas en la relación capacidad-solicitación. Se considera tales aquellas en las que:

$$(T_{ui} / T_{si})_{\min} \times \sum_{i=1}^n h_i^2 / \sum_{i=1}^n (h_i^2 \cdot T_{ui} / T_{si}) < 0,6$$

Donde:

h_i = Altura del nivel o carga i sobre el nivel de referencia.

T_{ui} = Corte global último que puede resistir la construcción en el nivel i (Capacidad a Corte).

T_{si} = Corte global en el nivel i resultante de la aplicación del método estático (Art.4.6.3.).

4.1.- ACTIVIDAD SISMICA

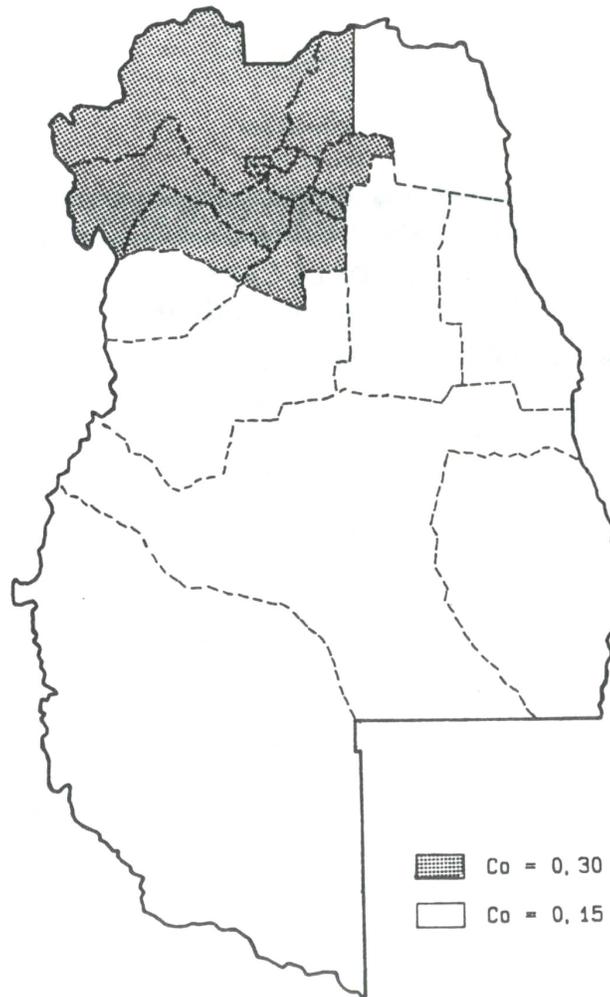
De acuerdo a la actividad sísmica que se desarrolla en la región, se adoptan los siguientes coeficientes sísmicos zonales para la Provincia de Mendoza.

4.1.1.- ZONA DE ELEVADO RIESGO SISMICO: $C_0 = 0,30$.

Capital y Departamentos de Las Heras, Guaymallén, Godoy Cruz, Maipú, Luján, Tupungato, Junín, Rivadavia, San Martín y el sector de Lavalle al oeste de las vías del F.C.Gral. Belgrano.

4.1.2.- ZONA DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO: $C_o = 0,15$.

Territorio provincial no incluido en la zona de elevado riesgo sísmico.



4.2.- CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU DESTINO

A los fines de este Código se asigna el coeficiente γ_d según el destino de las construcciones, de acuerdo con la siguiente clasificación:

4.2.1.- GRUPO AE: $\gamma_d = 2,0$

Construcciones, instalaciones y equipamientos en las que el colapso total o parcial podría generar acciones catastróficas sobre poblaciones importantes (sectores y componentes altamente radiactivos de instalaciones nucleares de potencia mayor de 20 MW), depósitos de gases o líquidos inflamables, embalses de altura mayor de 40 m o capacidad mayor de 200 Hectómetros cúbicos.

La inclusión en este grupo de una construcción, componente, instalación o equipamiento deber ser considerada por el Consejo del Código de Construcciones Sismorresistentes, a solicitud de la Repartición o Empresa responsable de su habilitación.

4.2.2.- GRUPO A: $\gamma_d = 1,4$

Construcciones e instalaciones en las que se desarrollan funciones que son esenciales inmediatamente de ocurrido un terremoto (hospitales, salas de primeros auxilios, estaciones de radio y televisión, centrales telefónicas, oficinas de correos, etc.).

Construcciones en las que el colapso tiene grave repercusión (edificios públicos de dependencias nacionales, provinciales o municipales, edificios educacionales: escuelas, colegios, universidades, etc.).

Construcciones de uso público con ocupación superior a 100 personas y superficie cubierta mayor de 200 m² (templos, estadios, cines, teatros, terminales y estaciones del transporte de pasajeros, grandes comercios, etc.)

Construcciones con contenido de gran valor (museos, bibliotecas públicas) o de gran importancia pública (centrales de bombeo, centrales eléctricas).

Construcciones de infraestructura de importancia pública no incluidas en el grupo AE (puentes y obras de arte de vías de comunicación primarias o únicas vías de acceso a áreas pobladas por más de 10.000 habitantes, diques, etc.).

Construcciones cuyo colapso pueda afectar a otra incluida en el grupo AE.

4.2.3.- GRUPO B: $\gamma_d = 1,0$

Construcciones destinadas a vivienda unifamiliar o multifamiliar, hoteles, comercio e industria o construcciones del grupo C cuya falla afecte a otra del grupo A.

Construcciones de infraestructura no incluida en el grupo A.

4.2.4.- GRUPO C: $\gamma_d = 0,8$

Construcciones e instalaciones industriales aisladas, con ocupación inferior a 10 personas y cuya falla no afecte a población o a construcciones del grupo A (depósitos vitivinícolas o similares, establos, silos, casillas aisladas, etc.).

4.3.- CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

Se asigna el coeficiente γ_e a las construcciones de acuerdo con la disposición y vinculación de sus componentes y sistemas sismorresistentes, sus posibles mecanismos de colapso y sus propiedades de disipación de energía ante cargas cíclicas.

4.3.1.- INFLUENCIA DE LA DIRECCION DE LA ACCION SISMICA

El coeficiente γ_e depende de la dirección considerada para la acción sísmica sobre la construcción.

4.3.2.- VALOR DEL COEFICIENTE γ_e PARA ANALISIS SIMPLIFICADO

Para la verificación simplificada o cuando no se realiza Análisis detallado en 4.3.3. se adoptará: $\gamma_e = 2,5$

4.3.3.- DETERMINACION DEL COEFICIENTE γ_e

$$\gamma_e = \gamma_{vi} \cdot \gamma_{du}$$

Donde:

γ_{vi} = Coeficiente que depende de la vinculación entre los componentes y sistemas sismorresistentes que forman la estructura de la construcción.

γ_{du} = Coeficiente que depende de la ductilidad o propiedad de disipar energía durante el terremoto.

4.3.3.1.- VALOR DEL COEFICIENTE γ_{vi}

a) $\gamma_{vi} = 1,00$: **Estructuras con buena vinculación interna.** Cuando en los distintos agrupamientos de masas existen diafragmas (ej. losas) que vinculan los componentes y sistemas sismorresistentes y estos diafragmas pueden transmitir y redistribuir fuerzas en su plano durante el terremoto con deformaciones menores que las de los sistemas conectados en el lugar de conexión, de tal modo que la falla de un componente o sistema aislado no produce el colapso local o general de la construcción. (Ver también Di.4.3.3.1.)

b) $\gamma_{vi} = 1,15$: **Estructuras con vinculación interna parcial.** Cuando los distintos agrupamientos de masas están conectados con los sistemas sismorresistentes por vinculaciones que pueden transmitir y redistribuir parcialmente fuerzas en su plano, o bien sólo son capaces de vinculación en una dirección (ej. riostras o bielas en tracción-compresión). En general cuando la falla de un componente o sistema pueda originar el colapso local, o por lo menos deformaciones locales muy grandes (del orden de las dimensiones de la sección).

c) $\gamma_{vi} = 1,30$: **Estructura internamente desvinculada.** Estructura con sus componentes o sistemas sismorresistentes completamente desvinculados entre sí, en uno o en dos sentidos de la dirección considerada para la acción sísmica (ej. tensores).

Estructuras con un único sistema sismorresistente (chimeneas, torres y tanques no sustentados por otras construcciones, muros de sostenimiento), o con un componente que soporta más del 80% de la acción sísmica en la construcción.

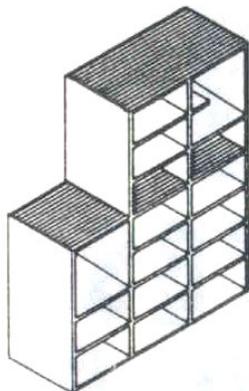
Di.4.3.3.1.- VINCULACION INTERNA EN EL CASO DE EDIFICIOS COMUNES

a) Se acepta que hay buena vinculación interna:

a1) Cuando hay un diafragma rígido y resistente (6.2.) en el último nivel de cada sistema resistente vertical que vincula a todos los sistemas verticales que llegan a ese nivel y el o los niveles en que el sistema no tiene conexión completa son estudiados conforme al art. 4.7., de modo de evitar que el colapso local se produzca antes de la formación de los mecanismos de colapsos generales.

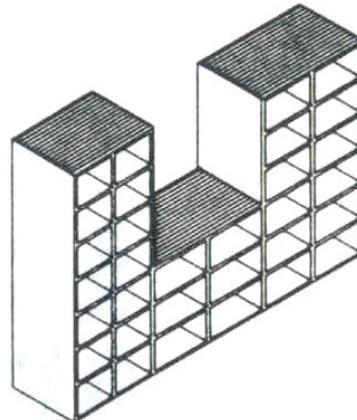
ESTRUCTURAS CON BUENA
VINCULACION

Las losas VINCULAN todos los sistemas verticales en el último nivel de cada uno de ellos
NO HAY CUERPOS AISLADOS (a1)



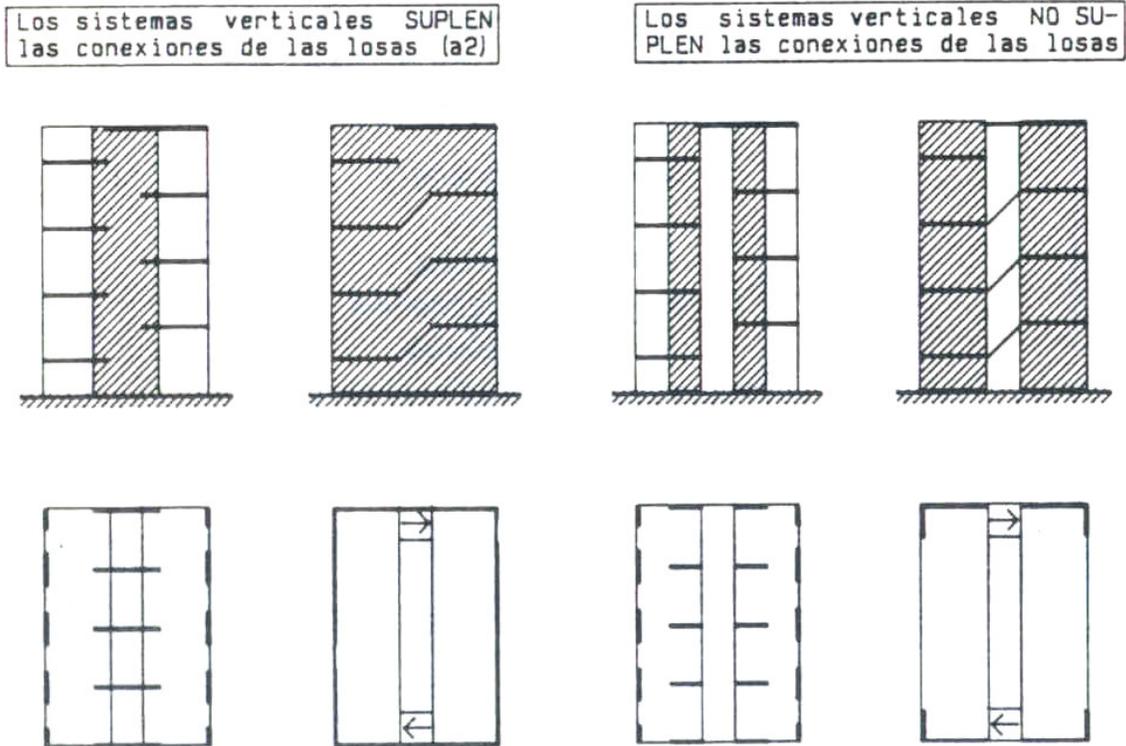
ESTRUCTURAS SIN BUENA
VINCULACION

Las losas NO VINCULAN todos los sistemas verticales en el último nivel de cada uno de ellos
HAY CUERPOS AISLADOS



a2) Cuando hay diafragmas rígidos y resistentes (6.2.) que vinculan alternativamente a los distintos sistemas verticales y en el sector de la discontinuidad los sistemas verticales pueden suplir la conexión del diafragma (Ej. edificios en medios niveles o cocheras en espiral). La capacidad de la conexión debe ser verificada.

No se acepta como conexión suficiente la que pueda proveer sectores de losas de circulación entre niveles (Ej. pasillos, pasarelas, rampas y escaleras.) salvo una verificación completa de su rigidez y resistencia. De todos modos se debe tener en cuenta 5.1.3.1. y 5.1.3.2.



4.3.3.2.- VALOR DEL COEFICIENTE γ_{du}

El coeficiente γ_{du} debe ser asignado tomando en cuenta el probable mecanismo de colapso de la construcción, que el proyectista debe explicitar en sus hipótesis, que luego debe manifestarse en los detalles de proyecto y que el responsable de la construcción debe materializar en la obra. (Ver Capítulo 5).

Los valores tabulados son válidos para cada sistema estructural y para construcciones formadas por un solo tipo de sistemas. Para construcciones complejas se aplica 4.3.3.3.(Ver Di.4.3.3.2.).

a) $\gamma_{du} = 0,85$ Estructura muy dúctil. Compuesta exclusivamente por pórticos sismorresistentes de hormigón armado o acero, con nudos, vigas y columnas con gran ductilidad por flexión y cuando se adoptan disposiciones para favorecer la formación de rótulas plásticas en las vigas.

b) $\gamma_{du} = 1,00$ Estructura dúctil. Compuesta exclusivamente por:

- * Pórticos sismorresistentes de hormigón armado, de acero o de madera, con nudos, vigas y columnas con ductilidad por flexión.

- * Tabiques sismorresistentes de hormigón armado acoplados entre sí o con columnas por vigas dúctiles.

c) $\gamma_{du} = 1,15$ Estructura semi-dúctil. Compuesta exclusivamente por:

- * Tabiques sismorresistentes de hormigón armado.

* Columnas de hormigón armado o acero (a flexo-compresión) sin integrar pórticos, a las que sus vínculos les impiden los giros en uno o dos de sus extremos.

* Estructuras de acero con triangulaciones de rigidización.

* Estructuras sismorresistentes con componentes pretensados.

* Estructuras sismorresistentes de madera no aporticadas.

d) $\gamma_{du} = 1,30$ Estructura con baja ductilidad. Compuesta exclusivamente por:

* Muros sismorresistentes de mampostería de ladrillos macizos, o de piedras canteadas o de hormigón simple.

* Estructuras de hormigón armado con triangulaciones de rigidización.

e) $\gamma_{du} = 1,50$ Estructura semi-frágil. Compuesta exclusivamente por:

* Muros sismorresistentes de mampostería de ladrillos aligerados o de bloques de hormigón.

* Sistemas de hormigón armado en estados límite por tensiones de corte (ej. columna corta).

f) $\gamma_{du} = 1,80$ Estructura frágil. Compuesta exclusivamente por muros sismorresistentes de ladrillos huecos o de piedra no canteada asentada con mortero.

Di.4.3.3.2.- COEFICIENTE γ_{du}

Sin perjuicios de Análisis mas detallados se podrá considerar que un pórtico es dúctil ($\gamma_{du} = 0,85$) cuando en cada nudo la suma de las capacidades de las columnas (o barras predominantemente comprimidas) sea por lo menos 25% mayor que la suma de las capacidades de las vigas (o barras predominantemente flexionadas) para los estados de flexión compuesta o simple que respectivamente les corresponda.

4.3.3.3.- VALOR DEL COEFICIENTE γ_{du} PARA LA CONSTRUCCION EN CONJUNTO

La capacidad de absorción de energía de sistemas complejos depende de la ductilidad de los sistemas componentes, de la ubicación relativa y de la capacidad relativa de cada uno.

Salvo estudios detallados de la formación y desarrollo del mecanismo de colapso, γ_{du} se valorará por los siguientes procedimientos:

a) **Asociación de sistemas en paralelo:** Cuando varios sistemas están unidos de modo que la acción se distribuye entre todos ellos, para γ_{du} del conjunto se adoptará el mayor de todos los que corresponden a los sistemas asociados, o bien:

$$\gamma_{du} = \sum (\gamma_{d_{ui}} \cdot r_{pi}) \geq 1$$
$$r_{pi} = T_{ui} / \sum_{i=1}^n T_{ui}$$

Donde:

T_{ui} = Corte global último que puede soportar el sistema i en el lugar que se estudia (típicamente, la base o vínculo).

b) **Asociación de sistemas en serie:** Cuando varios sistemas están unidos de modo que la acción es transferida íntegramente de uno a otro, aunque puedan sumarse acciones externas en el lugar de conexión, para γ_{du} se adoptará el valor mayor de todos los que corresponden a los sistemas componentes, o bien:

$$\gamma_{du} = \frac{\sum_{j=1}^n r_{ij} \cdot (h_n - h_j)}{\sum_{j=1}^n r_{ij} \cdot (h_n - h_j) / \gamma_{duj}}$$

$$r_{ij} = T_{ij} / T_j$$

Donde:

T_{ij} = Corte global que podría soportar el sistema i en el tramo j .

T_j = Corte global requerido al sistema i en el mismo tramo por aplicación del Capítulo 5.

h_n = Distancia desde el agrupamiento de masas más distante al lugar de conexión en estudio.

h_j = Distancia del agrupamiento j al lugar de conexión.

c) **Asociación mixta:**

Se evaluará primero los coeficientes de los sistemas en serie y luego los de éstos en paralelo, siguiendo el orden de transferencia y distribución de las acciones. Ver Directriz 4.3.3.3.

Di.4.3.3.3.- COEFICIENTE γ_{du} PARA LA CONSTRUCCION EN CONJUNTO

a) Los coeficientes **rpi** y **rni** complican la valoración de γ_{du} en el proceso normal de proyecto. Sin embargo es indispensable valorar cada sistema en el mecanismo de disipación de energía y ellos representan una forma simplificada de hacerlo. Se pueden evitar los tanteos laboriosos cuando se plantea una construcción nueva si se procede del siguiente modo:

a1) Se eligen valores apropiados para **rpi** y **rni** tales que conduzcan a un mejoramiento del comportamiento general de la construcción (menor valor de γ_{du}).

a2) Concluido el proceso de Análisis (Cap 5.) se dimensionan los diversos sistemas resistentes de modo de cumplir con los valores de **rpi** y **rni** prefijados.

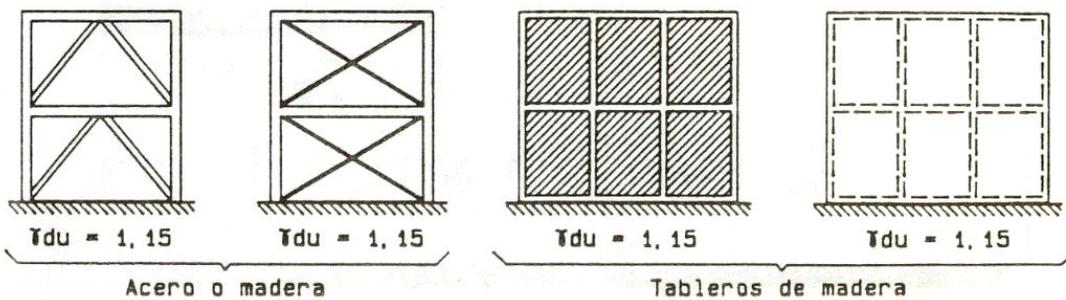
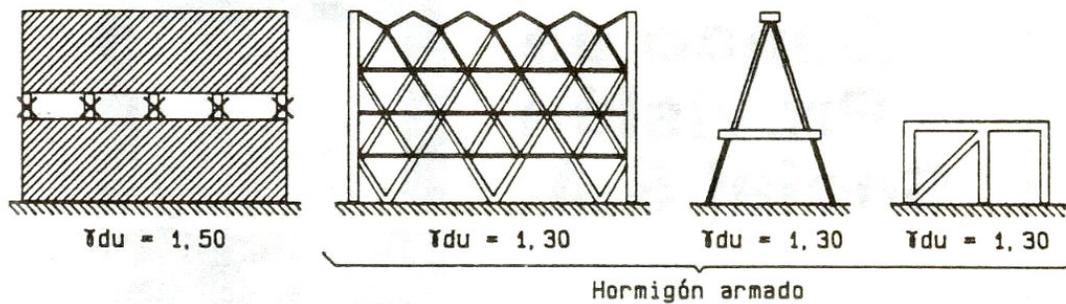
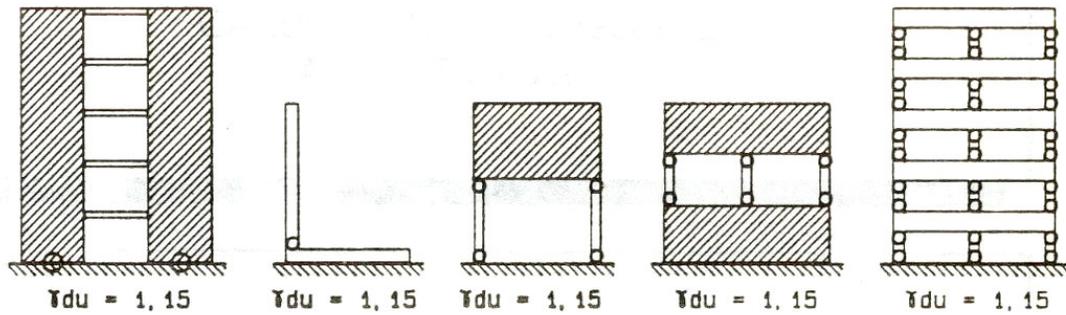
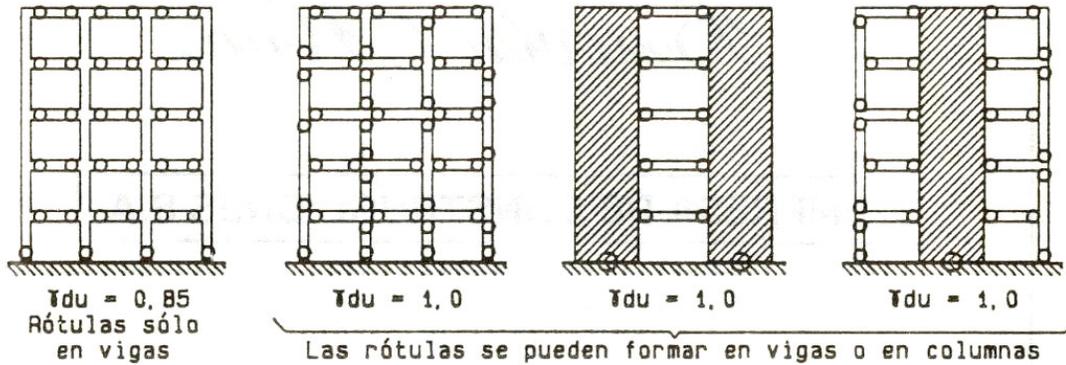
b) Si se verifica una construcción existente por el método estático sólo puede procederse por tanteos, estimando valores para **rni** y **rpi** y comprobándolos al concluir la determinación de solicitaciones.

c) En el caso de edificios comunes el coeficiente γ_{du} se determinará del siguiente modo:

Primero se determinará el coeficiente γ_{du} de cada sistema vertical, prescindiendo de su asociación a través de las losas, luego se valorará el coeficiente γ_{du} del edificio como una asociación en paralelo de los sistemas VERTICALES.

4.3.2.2.- VALOR DEL COEFICIENTE γ_{du}
EJEMPLOS DE MECANISMOS DE COLAPSO

o Posible ubicación de rótula plástica
X Posible ubicación de rotura por corte



4.4.- INFLUENCIA DEL TERRENO

Se considera como terreno que transmite el movimiento sísmico a la construcción al comprendido en un espesor de seis metros ubicado inmediatamente bajo el nivel inferior de bases o plateas.

En caso de fundaciones profundas (pilares, pilotes) se considera como tal al espesor de seis metros ubicado inmediatamente bajo las vigas que vinculan los cabezales de esas fundaciones profundas. El espesor antes definido se incrementará a razón de 1 m por cada 2 t/m² cuando la presión media impuesta al terreno supere 6 t/m².

Se define la presión media impuesta al terreno: $p_m = Q / A$

Donde:

Q = Carga gravitatoria total según 4.5.

A = Superficie media en planta de la construcción.

Para la evaluación de la influencia del terreno en la respuesta de la construcción se definen tres tipos de terrenos, a los que se asignan los correspondientes valores del coeficiente de influencia s .

Para clasificarlos se considerarán, por su orden, las siguientes características:

- a) Resultados del ensayo de penetración normal (SPT).
- b) Velocidad de transmisión de ondas longitudinales.
- c) Tensión de trabajo admisible (en servicio normal) para el proyecto de fundaciones superficiales de viviendas de una planta.

Para el proyecto de las fundaciones en sí, incluido el Análisis de la probabilidad de licuación por acción sísmica, se aplica el Art.5.5.

4.4.1.- TERRENO TIPO 1 (Terrenos firmes)

smáx = 0,8 Rocas o suelos de gravas compactas o arcillas muy compactas, caracterizados por:

- a) STP > 30 golpes.
- b) Velocidad de ondas > 1000 m/s.
- c) $\sigma_{ad} \geq 3 \text{ kg/cm}^2$.

4.4.2.- TERRENOS TIPO 2 (terrenos medios)

smáx = 1,0 Suelos cuyas características se encuentran comprendidas entre las del suelo tipo 1 y las del suelo tipo 3.

4.4.3.- TERRENO TIPO 3 (terrenos blandos)

smáx = 1,2 Suelos granulares de baja densidad relativa (< 0,33), suelos arcillosos o limosos pocos consolidados ($C < 0,4 \text{ kg/cm}^2$), caracterizados por:

- a) STP > 7 golpes.
- b) Velocidad de ondas > 150 m/s.
- c) $\sigma_{ad} < 0,8 \text{ kg/cm}^2$.

4.4.4.- TERRENOS NO CARACTERIZADOS EN LOS TRES GRUPOS ANTERIORES

Cuando el terreno no pueda ser caracterizado definitivamente en alguno de los tres grupos anteriores, se adoptarán los valores que corresponden al estrato de menor número de golpes del ensayo de penetración STP dentro del espesor definido en 4.4.

4.5.- ORIGEN DE LA ACCION SISMICA

La acción sísmica se origina en los pesos o cargas gravitatorias de la construcción que pueden sufrir desplazamientos durante un sismo.

La evaluación de estas cargas gravitatorias se realizará según se detalla a continuación (ver también Di.4.5.)

Di.4.5.- ORIGEN DE LA ACCION SISMICA EN CONSTRUCCIONES EN PENDIENTE

Cuando la construcción tiene diafragmas horizontales rígidos y resistentes, y por estar en un terreno en pendiente, todos o la mayoría están vinculados directamente al terreno, la construcción se analizará en la dirección de la pendiente y en la dirección perpendicular a ella con los procedimientos detallados en los párrafos siguientes. Si menos de la mitad de los diafragmas están conectados directamente al suelo, se aplicarán los procedimientos generales del artículo 4.5.

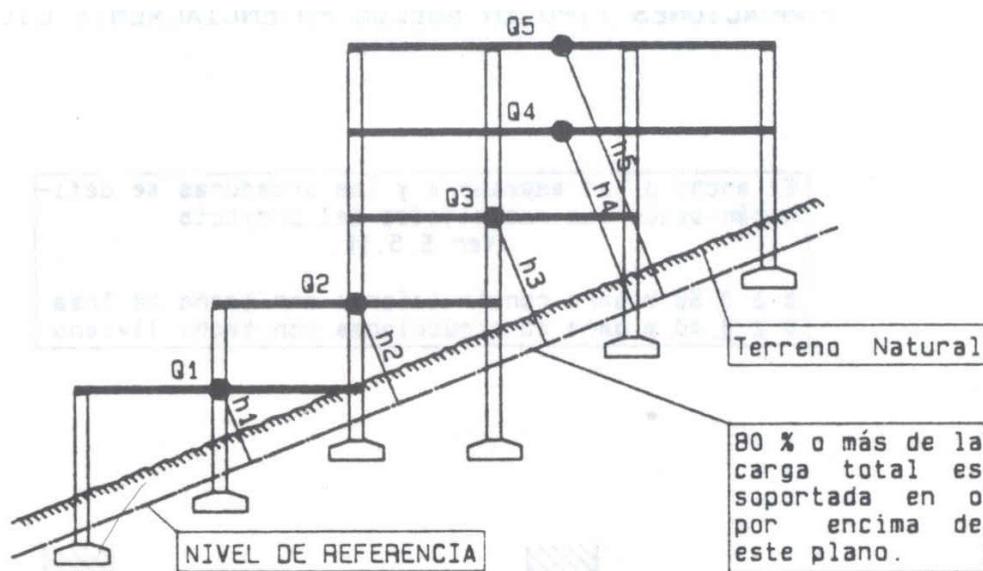
4.5.1.- NIVEL DE REFERENCIA

Es el nivel a partir del cual los desplazamientos son significativos. Salvo que se realice un estudio racional, a satisfacción de la Autoridad de Aplicación, de la interacción suelo-estructura (ver también Di.4.5.1.), se considerará:

Di.4.5.1.- NIVEL DE REFERENCIA EN LAS CONSTRUCCIONES EN PENDIENTE

Como plano de referencia se podrá tomar el plano inclinado definido por los baricentros de las bases que soportan el 80% de la carga gravitatoria total.

Las distancias h_i a emplear en las diversas expresiones del art. 4.6. son las distancias (perpendiculares) desde los baricentros de las cargas Q_i hasta el plano de referencia.



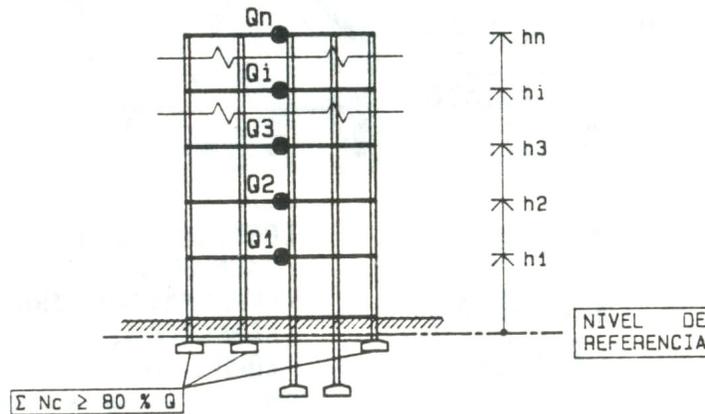
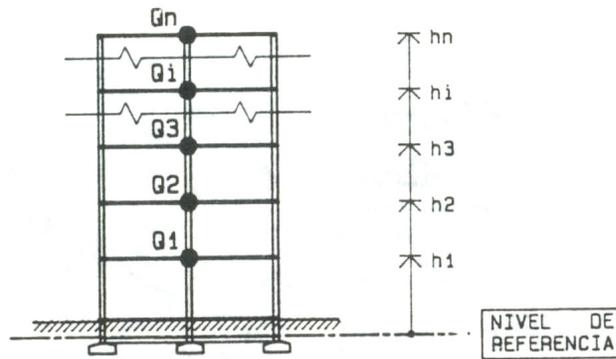
4.5.1.1.- NIVEL DE REFERENCIA EN EDIFICIOS COMUNES

Es el nivel de arriostamiento de las fundaciones. Si las fundaciones tienen niveles distintos, es el nivel de arriostamiento de las fundaciones que transmiten al suelo el 80% de las cargas gravitatorias de la construcción.

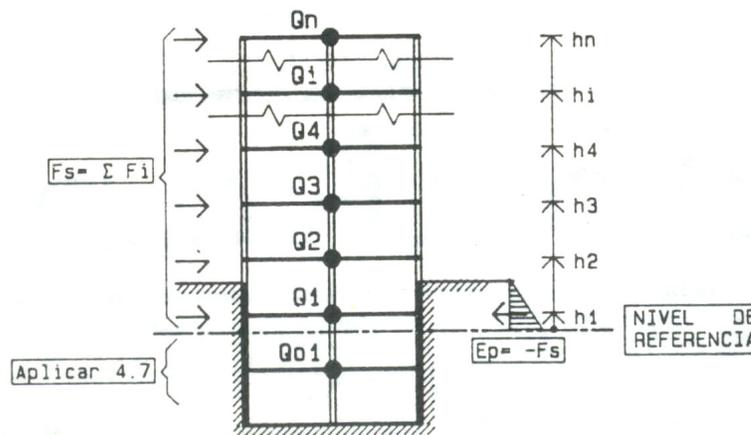
4.5.1.2.- NIVEL DE REFERENCIA DE CONSTRUCCIONES CON SUBSUELOS

En construcciones con subsuelos totalmente rodeados por muros hormigonados contra el suelo, se admite que el nivel de referencia es el nivel por encima del cual el conjunto de la construcción y el suelo pueden desarrollar una reacción horizontal equivalente a la acción sísmica total.

4.5.1.1.- NIVEL DE REFERENCIA EN EDIFICIOS COMUNES



4.5.1.2.- NIVEL DE REFERENCIA EN CONSTRUCCIONES CON SUBSUELOS



4.5.2.- CARGAS GRAVITATORIA A CONSIDERAR

Se considerarán las cargas ubicadas por encima del nivel de referencia. En las restantes se debe considerar la acción local conforme al Art.4.7. (Ver Di.4.5.2.)

Las cargas gravitatorias podrán agruparse en un conjunto de cargas concentradas, ubicadas en los centros de gravedad de cada agrupamiento, si las conexiones entre esas cargas son suficientemente rígidas y resistentes como para que los desplazamientos relativos máximos sean menores que el 10% del desplazamiento del centro de gravedad del conjunto.

El peso o carga gravitatoria total de la construcción Q será la suma de todas las cargas Q_i de los agrupamientos.

Di.4.5.2.- CARGAS A CONSIDERAR EN LAS CONSTRUCCIONES EN PENDIENTE

a) En la dirección de la pendiente se sumará a las cargas Q_i definidas según el art. 4.5. el empuje del suelo con el incremento sísmico correspondiente.

Si todos los diafragmas tienen conexión directa con el suelo o con muros en contacto con el suelo confinado que no superan el nivel del terreno natural externo del lado del monte, sólo es necesario verificar la construcción en el sentido del valle. De todos modos las partes de la construcción que no están en contacto con el suelo se verificarán en los dos sentidos y aplicando el art. 4.7.

b) En la dirección perpendicular a la pendiente se verificará el conjunto espacial con el estado de vinculación que tiene con el suelo y considerando sólo las carga Q_i del art. 4.5.

c) Se debe considerar la posibilidad de falla del talud y sus efectos sobre la construcción.

4.5.2.1.- CARGAS A CONSIDERAR EN LOS EDIFICIOS COMUNES

Es suficiente agrupar las cargas gravitatorias en los niveles de los diafragmas o losas. En cada agrupamiento se incluirán las cargas gravitatorias propias y las de los muros y otros elementos existentes en su zona de influencia superior e inferior. El centro de gravedad del conjunto se supondrá en el nivel del diafragma.

Cada una de estas cargas se determina por: $Q_i = G_i + p \cdot P_i$

Donde:

Q_i = Carga permanente que actúa en el agrupamiento o parte de la construcción.

P_i = Cargas accidentales que actúan en el agrupamiento o parte.

p = Coeficiente de participación de la sobrecarga accidental:

$p = 0$ Para azoteas y techos inaccesibles.

$p = 0,25$ Para locales donde no es usual la aglomeración de personas o cosas (Edificios de departamentos u oficinas, hoteles).

$p = 0,50$ Para locales donde es usual la aglomeración de personas o cosas (Templos, bibliotecas, archivos, museos, cines, teatros). Para sobrecarga de nieve.

$p = 1$ Tanques de agua, silos.

4.5.2.2.- CARGAS A CONSIDERAR EN LAS CONSTRUCCIONES EN GENERAL

Las cargas Q_i se supondrán concentradas en los centros de gravedad de cada agrupamiento y se determinarán aplicando los valores de p dados en 4.5.2.1. En el caso de equipos de instalaciones industriales será suficiente considerar la sobrecarga o contenido con su mayor valor en condiciones de operación normal.

4.6.- METODO ESTATICO

La evaluación del efecto sísmico se realizará mediante la aplicación del estado de carga estática equivalente, formado por las fuerzas cuya dirección, ubicación e intensidad se determinarán de acuerdo con los párrafos siguientes.

Las cargas gravitatorias que dan origen a la acción sísmica se agruparán y evaluarán de acuerdo con 4.5.

4.6.1.- DIRECCIONES PARA ESTUDIAR LA ACCION SISMICA

4.6.1.1.- ACCION HORIZONTAL

Es suficiente suponer que la acción sísmica actúa independientemente en dos direcciones perpendiculares entre sí. Esas direcciones se definirán según las direcciones principales de la construcción. Cuando no se realice la determinación de las direcciones principales será suficiente analizar la construcción para dos direcciones perpendiculares y una tercera a 45° con ellas (ver Di.4.6.1.1.).

Di.4.6.1.1.- DIRECCIONES HORIZONTALES PARA LA ACCION SISMICA

Se definen como direcciones principales de una construcción aquellas para las cuales una fuerza aplicada produce una traslación en su misma dirección.

En construcciones simétricas, al menos respecto de un plano, las direcciones principales son las del plano de simetría y la dirección perpendicular. En construcciones cuyos sistemas resistentes son todos planos y están orientados exclusivamente en dos direcciones ortogonales, las direcciones principales son la de los planos resistentes.

En el caso más general de construcciones con varias cargas Q_i , con sistemas resistentes no ortogonales y no simétricas las direcciones principales dependen, en general, de la carga Q_i en que se aplica la fuerza y pueden variar de una a otra. En ese caso pueden emplearse los siguientes procedimientos aproximados:

a) Si los sistemas resistentes verticales son planos y sus direcciones difieren hasta 20° de las de un sistema ortogonal de referencia se aceptan como direcciones principales las de este sistema de referencia.

b) Si la estructuración se mantiene constante en la altura se define como direcciones principales las de la carga Q_n más alejada de los vínculos (el último nivel en edificios comunes). Si se llama:

x, y a los ejes de referencia

dx, dy corrimientos de Q_n para $F_x = 1$

$d'x, d'y$ corrimientos de Q_n para $F_y = 1$

se tiene: $\alpha = \arctg(dy/d'y) = \arctg(-d'x/dx)$

donde:

α es el ángulo entre el eje x y la dirección principal (I).

La otra dirección (II) es perpendicular a (I).

c) Los sistemas resistentes verticales no planos (ej. muros o tabiques en L, T, U) pueden ser sustituidos por dos sistemas planos equivalentes según las direcciones principales de cada sistema vertical y con las rigideces correspondientes.

4.6.1.2.- ACCION VERTICAL

Sólo es necesario tener en cuenta la acción sísmica vertical en las construcciones o partes que tienen una sola posibilidad de falla para acciones verticales, o que pueden amplificar notablemente la acción en dirección vertical o en las que se pueden originar inversiones en el sentido de las sollicitaciones para las cuales el material pudiera resultar incompetente. En el caso de edificios comunes:

a) Voladizos, marquesinas, balcones.

b) Estructuras cuyo período de vibración vertical esté comprendido entre 0,2 s y 1,2 s. (Ver Di.4.6.1.2.)

- c) Vigas de hormigón pretensado con luces superiores a 10 m y esbeltez geométrica (L / h) superior a 20.
 Losas de hormigón pretensado con luces superiores a 8 m y esbeltez geométrica superior a 30.

Di.4.6.1.2.- ACCION VERTICAL EN VIGAS DE EDIFICIOS COMUNES

Sólo es necesario considerar la acción vertical si la deformación vertical máxima para las cargas simultáneas con la acción sísmica supera los siguientes límites:

Condición de vínculo y carga:

- a) Viga simplemente apoyada o biempotrada con carga concentrada en el centro: flecha máxima = 1 cm
 b) Viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida en toda su longitud: flecha máxima = 2,5 cm
 c) Viga biempotrada con carga uniformemente repartida en toda su longitud: flecha máxima = 5 cm

4.6.2.- FUERZA RESULTANTE DE LA ACCION SISMICA

La fuerza resultante F_s debida a la acción sísmica que actúa según cada una de las direcciones consideradas será paralela a esta y su intensidad se determina por medio de:

$$F_s = C \cdot Q \qquad C = C_o \cdot \gamma_d \cdot \gamma_e \cdot s_{m\acute{a}x}$$

Donde:

C = Coeficiente sísmico total.

C_o = Coeficiente de zona (4.1.).

γ_d = Coeficiente de destino (4.2.).

γ_e = Coeficiente de estructura (4.3.).

s_{máx} = Coeficiente de influencia de terreno (4.4.).

Q = Carga gravitatoria total de la construcción (4.5.).

4.6.2.1.- FUERZAS COMPONENTES DEL SISTEMA ESTATICO EQUIVALENTE

Las fuerzas componentes F_{si} del sistema de cargas horizontales equivalentes se determinan a partir de la fuerza resultante (Art.4.6.2.) y del valor y posición de las cargas gravitatorias Q_i .

a) Edificios comunes

Las fuerzas componentes se determinan por:

$$F_{si} = \frac{Q_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot h_i} \cdot F_s$$

Donde:

Q_i = Carga gravitatoria en el nivel i (4.5.)

h_i = Altura de la carga Q_i sobre el nivel de referencia.

Cada fuerza F_{si} se aplicará en la carga gravitatoria Q_i , con la dirección y sentido de F_s

b) Otras construcciones

Las fuerzas componentes se determinan por:

$$F_{si} = \frac{Q_i \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_i} \cdot F_s$$

Donde:

d_i = Desplazamiento del baricentro de Q_i por la acción de todas las cargas gravitatoria Q_i supuesto que actúen en la dirección de la acción sísmica en estudio.

Cada fuerza F_{si} se aplicará en la carga gravitatoria Q_i , con la dirección y sentido de d_i .

4.6.2.2.- TORSION ACCIDENTAL Y DINAMICA

Los efectos de concentración accidental de cargas gravitatorias, de variaciones instantáneas de rigidez y amplificaciones dinámicas se tendrán en cuenta desplazando los puntos de aplicación de las fuerzas sísmicas F_{si} de los respectivos centros de gravedad de las cargas Q_i . Todas las fuerzas F_{si} se desplazarán $0,15 l_i$ en dirección perpendicular a sus rectas de acción simultáneamente en el mismo sentido y sucesivamente en ambos sentidos. l_i es la máxima dimensión en planta de la carga gravitatoria Q_i , medida en dirección perpendicular a la acción sísmica considerada.

4.6.3.- SOLICITACIONES GLOBALES SOBRE LOS EDIFICIOS COMUNES

En la construcción como conjunto el estado de cargas equivalente de la acción sísmica origina esfuerzos de corte, momento de vuelco y momento torsor. Si fuera necesario determinarlos, a efectos de distribuirlos entre los distintos sistemas resistentes, se aplicarán los siguientes procedimientos.

4.6.3.1.- ESFUERZO DE CORTE

El esfuerzo de corte T_{si} actuante entre los niveles $i-1$ e i es la suma de todas las fuerzas F_{sj} ubicadas por sobre el nivel $i-1$. Se calcula con la expresión: $T_{si} = \sum_{j=1}^n F_{sj}$

Donde:

F_{sj} = Fuerzas componentes (4.6.2.1.)

4.6.3.2.- MOMENTO DE VUELCO

El momento de vuelco en el nivel i es el momento de todas las fuerzas F_{sj} ubicadas por sobre dicho nivel. Se calcula por: $M_{si} = \sum_{j=1}^n F_{sj} \cdot (h_j - h_i)$ o también por: $M_{si} = \sum_{j=1}^n T_{sj} \cdot (h_j - h_i)$

4.6.3.3.- TORSION

Sin perjuicio de la aplicación de procedimientos más precisos, se admite la definición aproximada de Centro de Giro y de la Excentricidad de Cálculo y del Momento Torsor en cada nivel:

a) Definición aproximada de los Centros de Giro: Se definen como centros de giro correspondientes a la acción sísmica horizontal a todos los puntos de la construcción que no se desplazan horizontalmente cuando se aplica una cupla arbitraria de eje vertical en el nivel más alto de la construcción.

b) Excentricidad: La excentricidad de cálculo se define por: $e_i = e_{oi} \pm 0,15 \cdot l_i$

Donde:

e_{oi} = Distancia entre el centro de giro y el centro de gravedad de Q_i medida en dirección perpendicular a F_s .

l_i = Máxima dimensión en planta del nivel i medida en dirección perpendicular a F_s .

c) Momento Torsor: El momento torsor total en el nivel i se calcula por: $M_{ti} = \sum_{j=1}^n T_{sj} \cdot e_i$

4.7.- PARTES DE LA CONSTRUCCION

El presente artículo se aplica a todo elemento vinculado o formando parte de la construcción objeto de estudio y cuyo peso es tal que su presencia no modifica en más del 10% las acciones sobre la construcción principal.

Si tal condición no se cumple deberá analizarse el conjunto con masas o pesos independientes para los componentes subconjuntos. La aplicación de estas disposiciones a componentes partes no estructurales es responsabilidad de los especialistas encargados de su diseño o, en su defecto, el propietario de su instalación.

4.7.1.- EVALUACION DE LA ACCION SISMICA SOBRE PARTES DE LA CONSTRUCCION

Todo componente o parte de la construcción debe resistir una fuerza en la dirección estudiada, aplicada en su centro de gravedad, cuya intensidad se define por: $F_p = Q_p \cdot C_p$

Donde:

Q_p = Peso de la parte o componente.

C_p = Coeficiente sísmico para la parte o componente.

4.7.1.1.- COMPONENTES RIGIDOS Y MONTADOS RIGIDAMENTE

$$C_p = \gamma_r \cdot \gamma_{ep} \cdot F_i / Q_i \geq \gamma_r \cdot \gamma_{ep} \cdot C_{po}$$

Donde:

Q_i = Peso del conjunto o agrupación de masas al que pertenece la parte.

F_i = Fuerza correspondiente a Q_i según resulta de la evaluación de la acción sísmica sobre el conjunto.

C_{po} = Coeficiente sísmico límite según las tablas 4.7.7.1. (partes de la obra civil) y 4.7.7.2. (equipamiento e instalaciones).

γ_r = Factor de riesgo según las tablas 4.7.7.1. y 4.7.7.2.

γ_{ep} = Coeficiente de estructura correspondiente a la parte y sus vínculos según 4.3.3.

4.7.1.2.- COMPONENTES DEFORMABLES O MONTADOS ELASTICAMENTE

$$C_p = \gamma_r \cdot \gamma_{ep} \cdot S_p \cdot F_i / Q_i \geq \gamma_r \cdot \gamma_{ep} \cdot C_{po}$$

Donde:

γ_r y C_{po} de tablas 4.7.7.1. o 4.7.7.2. según corresponda.

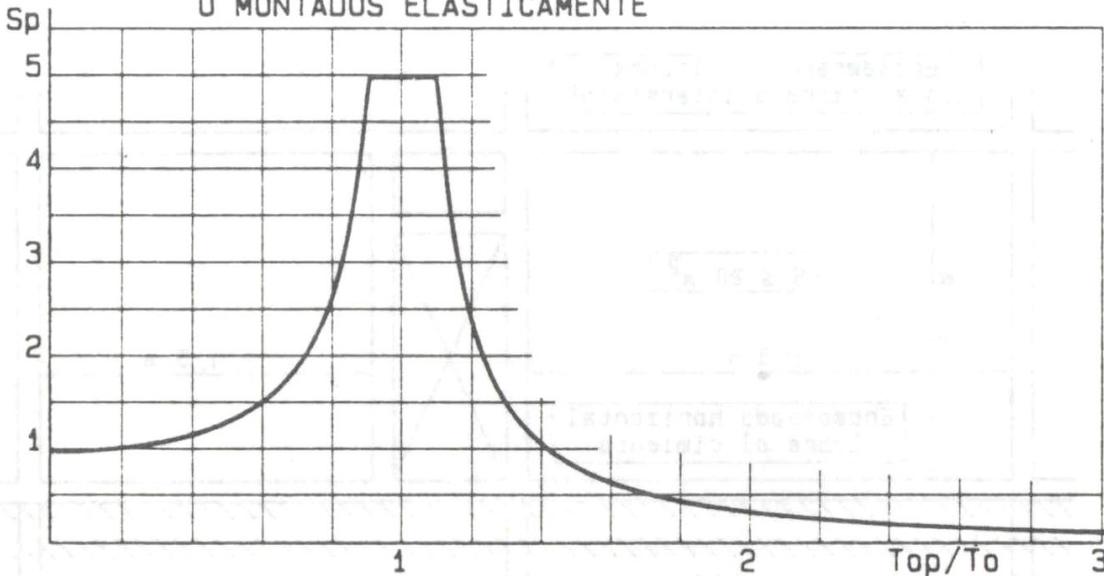
S_p = Factor de amplificación dinámica.

$$S_p = \frac{1}{\sqrt{[1 - (T_{op}/T_o)]^2 + [0,04 \cdot T_{op}/T_o]^2}} \leq 5$$

T_o = Período propio de la construcción.

T_{op} = Período propio de la parte o componente supuesta vinculada a la construcción, pero esta fija.

4.7.1.2.- COEFICIENTE S_p PARA COMPONENTES DEFORMABLES O MONTADOS ELASTICAMENTE



4.7.1.3.- COMPONENTES QUE PUEDEN INCLUIRSE EN VARIAS CATEGORIAS

Los componentes que puedan incluirse en varias de las clasificaciones de las tablas 4.7.7.1. y 4.7.7.2. serán verificados con el valor más desfavorable de todas ellas.

4.7.1.4.- COMPONENTES O PARTES CUYO COLAPSO AFECTA A OTROS DE MAYOR RIESGO

Los componentes o partes cuya falla pudiera afectar a otros de mayor factor de riesgo serán verificados con el mayor factor de riesgo de los componentes afectados.

4.7.2.- SOPORTES, VINCULOS Y FIJACIONES

Los soportes, vínculos y fijaciones de la parte o componente deben resistir las solicitaciones que origine la fuerza F_p especificada en 4.7.1.

4.7.3.- DIRECCIONES DE ANALISIS

Cada parte o componente debe ser analizado en todas las direcciones en que es posible el movimiento relativo con la masa o construcción principal. Si la dirección de Análisis es vertical se puede tomar $(2/3) \cdot F_i / Q_i$ en lugar de F_i / Q_i en las expresiones de 4.7.1.1. y 4.7.1.2.

4.7.4.- ANALISIS DINAMICO

La fuerza equivalente de la acción sísmica puede determinarse directamente a partir de un Análisis dinámico en el que se representen las masas y rigideces tanto de la construcción principal como de los componentes o partes que se desea estudiar. En este caso: $F_p = \gamma_r \cdot F_d$

Donde:

F_d = Fuerza sobre la parte o componente resultante del Análisis dinámico, según 4.9. ó 4.10.

4.7.5.- PARTES O COMPONENTES NO INCLUIDAS EN LAS TABLAS 4.7.7.1. Y 4.7.7.2.

Los factores γ_r y C_{po} de las partes o componentes no incluidas en las tablas 4.7.7.1. y 4.7.7.2. serán asignados por analogías con las que en ellas se encuentran. Si esto no fuera posible se procederá del siguiente modo:

$$\gamma_r = \gamma_t \cdot \gamma_u$$

Donde:

γ_t = Coeficiente que depende del tipo de componente.

$\gamma_t = 1$ Componentes muy peligrosos.

$\gamma_t = 0,7$ Componentes intermedios.

$\gamma_t = 0,5$ Componentes poco peligrosos.

γ_u = Coeficiente que depende de la ubicación o peligro inducido.

$\gamma_u = 1$ Componentes externos o que pueden afectar salidas o sistemas críticos.

$\gamma_u = 0,7$ Componentes que pueden caer sobre personas o afectar localmente.

$\gamma_u = 0,5$ Componentes que no afectan personas ni crean riesgos secundarios.

$C_{po} = (2/3) C_o$ Componentes sin posibilidad de caída.

$C_{po} = C_o$ Componentes cuya caída es posible pero su vinculación es redundante.

$C_{po} = 2C_o$ Componentes con una única posibilidad de falla y caída de altura importante.

En cada caso la asignación de estos coeficientes será propuesta por los responsables del diseño del componente o sistema a la aprobación de la Autoridad de Aplicación.

4.7.7.1.- TABLA DE COMPONENTES O PARTES DE LA OBRA CIVIL

<i>DESCRIPCION</i>	γ_r	C _{po}
Paredes de mampostería en general		
a) Perimetrales o sobre medios de salida	1	C _o
b) Internas	0,7	C _o
Paredes de paneles de yeso o paneles livianos y frágiles, con peso $\leq 40 \text{ kg/m}^2$		
a) Perimetrales o sobre medios de salida	0,7	C _o
b) Internas	0,5	C _o
Paredes de paneles livianos ($\geq 40 \text{ kg/m}^2$) no frágiles:		
a) Perimetrales o sobre medios de salida	0,5	C _o
b) Internas	0,25	C _o
Revestimientos de paredes exteriores o que afecten a medios de salida, en placas de energía potencial gravitatoria $\geq 10 \text{ kgm}$	1	2C _o
Balcones, cornisas, pretilas, muros de azotea y voladizos		
a) Externos	1	2C _o
b) Internos o con defensas que impiden la caída directa	0,7	C _o
Tejas o elementos de techado frágil		
a) Con posibilidad de caer al exterior	1	2/3 C _o
b) Con protección contra caída	0,7	2/3 C _o
Tejas o elementos de techado no frágil		
a) Con posibilidad de caer al exterior	0,7	2/3 C _o

DESCRIPCION	γ_r	Cpo
b) Con protección contra caída	0,5	2/3 Co
Cielorrasos suspendidos de materiales frágiles		
a) Grandes locales públicos o sus medios de salida (ocupación \geq 100 personas)	1	2/3 Co
b) Locales comunes de uso público	0,7	2/3 Co
c) Locales de uso individual (\leq 10 personas)	0,5	2/3 Co
Cielorrasos suspendidos de materiales no frágiles (por ej. yeso armado)		
a) Grandes locales públicos o sus medios de salida (ocupación \geq 100 personas)	0,7	2/3 Co
b) Locales comunes de uso público	0,5	2/3 Co
c) Locales de uso individual (\leq 10 personas)	0,35	2/3 Co
Cielorrasos suspendidos de materiales dúctiles		
a) Grandes locales públicos o sus medios de salida (ocupación \geq 100 personas)	0,5	2/3 Co
b) Locales comunes de uso público	0,35	2/3 Co
c) Locales de uso individual (\leq 10 personas)	0,25	2/3 Co
Ventanas y carpinterías		
a) Paneles de grandes dimensiones (\geq 20 m ²)	1	Co
b) Comunes, con altura de caída > 3 m	0,7	Co
c) Comunes, con altura de caída \geq 3 m	0,5	Co

Cuerpos emergentes de la azotea o cubierta: Chimeneas, ventilaciones, salas de máquinas, torres enfriadoras, tanques de agua, locales habitables, etc.

a) Locales habitables o tanques de agua	1	Co
b) Otros, separados del perímetro < 3 m o la altura del componente	0,7	Co
c) Separados del perímetro \geq 3 m o la altura del componente	0,5	Co

Muebles, estanterías o equipos en edificios de los grupos A o AE

a) Con posibilidad de caída al exterior	0,7	Co
b) Otros, con altura del C.G. \geq 2 m	0,5	Co
c) Otros, con altura del C.G. < 2 m	0,35	Co

Si la relación: altura del C.G. / ancho \leq 1,5 no es necesaria la verificación.

4.7.7.2.- INSTALACIONES Y EQUIPOS

INSTALACION ELECTRICA

DESCRIPCION	γ_r	Cpo
--------------------	------------------------------	------------

Equipos y sistemas de instalaciones principales de potencia (Subestaciones, tableros y líneas principales, etc.).

Potencia >100 KVA

a) Si su destrucción impide el control general o afecta al exterior o a medios de salidas principales.	1	Co
b) Si su destrucción afecta parcialmente el control o medios de circulación interna.	0,7	Co

c) Elementos al interior, sin riesgo para las personas.	0,5	Co
Equipos y sistemas hasta 10 KVA		
a) Al exterior o que afectan a salidas principales o el control general.	0,7	Co
b) Afectan el control sectorial o circulaciones internas.	0,5	Co
c) Otros casos.	0,35	Co

Otros sistemas no mencionados

a) Al exterior o que afectan a salidas principales o el control general.	0,5	Co
b) Afectan el control sectorial o circulaciones internas.	0,35	Co
c) Otros casos.	0,25	Co

INSTALACIONES PARA LA CONDUCCION O DEPÓSITO DE LIQUIDOS O GASES

<i>DESCRIPCION</i>	<i>γr</i>	<i>Cpo</i>
Instalaciones de fluidos inflamables, contaminantes o corrosivos de alta peligrosidad o sistema contra incendios.		
a) Conducciones ≥ 75 mm, tanques ≥ 10.000 l. o menores si afectan salidas principales.	1	Co
b) Conducciones ≥ 25 mm o tanques < 1.000 l. o menores si afectan circulaciones internas.	0,7	Co
c) Otros casos.	0,5	Co

Desagües cloacales, fluidos contaminantes o corrosivos no inflamables de mediana peligrosidad.

a) Conducciones ≥ 75 mm, tanques ≥ 10.000 l. o menores si afectan salidas principales.	0,7	Co
b) Conducciones ≥ 25 mm o tanques < 1.000 l. o menores si afectan circulaciones internas.	0,5	Co
c) Otros casos.	0,35	Co

INSTALACIONES Y EQUIPAMIENTOS TERMOMECAVICOS

<i>DESCRIPCION</i>	<i>γr</i>	<i>Cpo</i>
Calderas, compresores, motores y sus sistemas de control		
Instalaciones de potencia ≥ 150.000 Cal/h		
a) Si afectan al exterior o salidas principales o locales con más de 100 personas.	1	Co
b) Si afectan a circulaciones internas o locales habitados.	0,7	Co
c) Otros casos.	0,5	Co
Instalaciones de potencia ≥ 50.000 Cal/h		
a) Si afectan al exterior o salidas principales o locales con más de 100 personas.	0,7	Co
b) Si afectan a circulaciones internas o locales habitados.	0,5	Co
c) Otros casos.	0,35	Co
Instalaciones de potencia < 50.000 Cal/h		
a) Si afectan al exterior o salidas principales o locales con más de 100 personas.	0,5	Co
b) Si afectan a circulaciones internas o locales habitados.	0,35	Co
c) Otros casos.	0,25	Co

EQUIPAMIENTO ESPECIAL:

DESCRIPCION

γ_r Cpo

Equipos, instrumental, sistemas de control, armarios o muebles para depósito de material de uso de equipos importantes relativos a instalaciones o funciones vitales para la atención hospitalaria o para el control de emergencia o para la detención de procesos industriales potencialmente peligrosos.

1,2 2Co

Si la obra o instalación está clasificada en el grupo AE, la Autoridad de Aplicación requerirá la clasificación sísmica de los equipos que deben permanecer operacionales.

En ese caso se aplicarán por extensión o analogía normas de la Comisión Nacional de Energía Atómica en cuanto a procedimientos y categorías de calificación.

4.8.- METODO ESTATICO VALORADO

La evaluación del efecto sísmico se realizará mediante los procedimientos del método estático (4.6.) con las modificaciones que resultan de considerar la influencia del período propio de la construcción (período del primer modo) en el coeficiente de influencia del suelo (s) y en la distribución de fuerzas componentes (4.6.2.).

4.8.1.- DETERMINACION DEL PERIODO PROPIO

En la determinación del período propio se tomarán en cuenta los elementos que restringen las deformaciones, sean reglamentariamente considerados estructurales o no (ver 5.1.). Se considerarán los valores instantáneos de los módulos de elasticidad según 5.1. La determinación del período propio puede hacerse por la aplicación de las fórmulas empíricas dadas en este párrafo o racionalmente, por aplicación de métodos de la dinámica estructural.

4.8.1.1.- EDIFICIOS COMUNES DE HORMIGON ARMADO Y MAMPOSTERIA

En el caso de edificios comunes con estructura de hormigón armado o mampostería:

$$T_0 = \frac{100}{H} \times \sqrt{\frac{30}{L} + \frac{2}{1+30 \cdot \Delta}}$$

Donde:

T_0 = Período propio (s).

H = Altura total de la construcción sobre el nivel de referencia (m).

L = Longitud total del edificio en la dirección estudiada (m).

Δ = Densidad de muros (Área de la sección horizontal de los muros / Área de la planta baja) en la dirección estudiada.

Para la determinación de Δ se deben considerar todos los muros continuos en la altura **H**, sean de mampostería o de hormigón y cualquiera sea su espesor.

4.8.1.2.- OTRAS CONSTRUCCIONES

$$T_0 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_i}}$$

Donde:

T_0 = Período propio (s).

Q_i = Peso o carga gravitatoria del nivel i .

d_i = Desplazamiento del baricentro de Q_i cuando se aplican fuerza F_i en cada carga Q_i en la dirección en que se estudia el período.

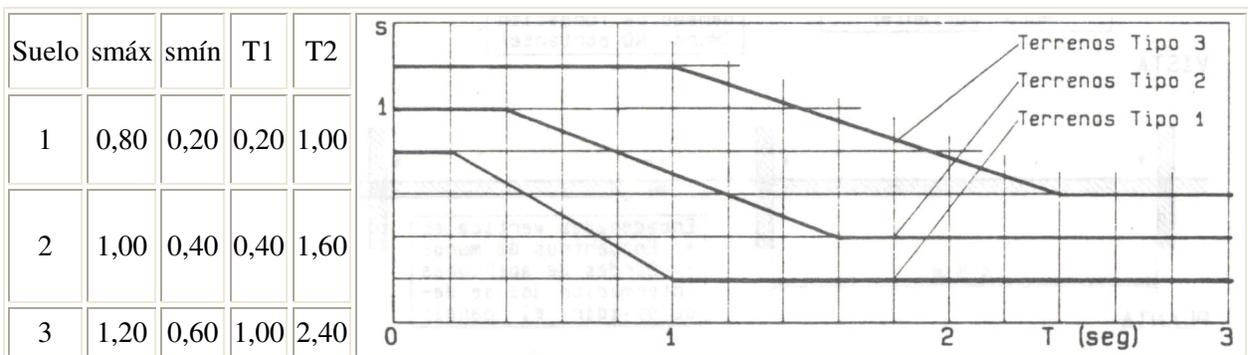
4.8.1.3.- APLICACION DE PROCEDIMIENTOS DE LA DINAMICA ESTRUCTURAL

Es aplicable cualquier procedimiento racional derivado de la dinámica estructural, siempre que se respeten sus hipótesis básicas y que el modelo represente adecuadamente el funcionamiento de la construcción, incluyendo aquellos componentes reglamentariamente considerados no estructurales que pudieran restringir las deformaciones.

4.8.2.- COEFICIENTE DE INFLUENCIA DEL SUELO

$$s = s_{\max} - (s_{\max} - s_{\min}) \cdot \frac{(T_2 - T_1)}{(T_2 - T_1)}$$

$$s_{\max} \geq s \geq s_{\min}$$



4.8.3.- FUERZA RESULTANTE DE LA ACCION SISMICA

El coeficiente sísmico total se calcula mediante:

$$C = C_0 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_e \cdot s$$

La fuerza resultante de la acción sísmica se calcula mediante:

$$F_s = C \cdot Q$$

Donde: C_0 , γ_d , γ_e , F_s y Q tienen los mismos significados que en 4.6.2.

4.8.3.1.- FUERZAS COMPONENTES DEL SISTEMA ESTATICO EQUIVALENTE

a) Edificios comunes

En todas las cargas Q_i , excepto la última:

$$F_{si} = \frac{Q_i \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_i} \cdot \alpha \cdot F_s$$

En la última carga Q_n :

$$F_{sn} = \frac{Q_n \cdot h_n}{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot h_i} \cdot \alpha \cdot F_s + (1 - \alpha) \cdot F_s$$

b) Construcciones en general

En todas las cargas Q_i , excepto la última:

$$F_{si} = \frac{Q_i \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_i} \cdot \alpha \cdot F_s$$

En la última carga Q_n :

$$F_{zn} = \frac{Q_n \cdot d_n}{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_i} \cdot \alpha \cdot F_s + (1 - \alpha) \cdot F_s$$

Las variables expresadas en a) y b) tienen los mismos significados que en 4.6.2.1. y el coeficiente α es función del período propio de la construcción:

$\alpha = 1,00$	para	$T_0 \geq 0,5$ seg
$\alpha = 0,95$	para	$0,5 \text{ seg} < T_0 \leq 1$ seg
$\alpha = 0,90$	para	$T_0 > 1$ seg

4.8.3.2.- TORSION ACCIDENTAL Y DINAMICA

Se aplica el procedimiento indicado en 4.6.2.2.

4.8.4.- SOLICITACIONES GLOBALES SOBRE LOS EDIFICIOS COMUNES

Se aplican los procedimientos de 4.6.3. con las fuerzas F_s y F_{si} determinados en 4.8.3.

4.9.- ANALISIS DINAMICO MODAL

Las acciones sobre la construcción se obtienen por la superposición de las respuestas que corresponden a cada modo. La aplicación del método requiere la determinación de los modos de vibración (períodos, formas modales y factores de participación).

4.9.1.- MODELO ESTRUCTURAL PARA EL ANALISIS

El modelo de Análisis debe representar todos los elementos que puedan restringir la deformación de la construcción, sean reglamentariamente considerados estructurales o no (ver 5.1.).

Las cargas gravitatorias que dan origen a la acción sísmica se agruparán y evaluarán de acuerdo con 4.5.

4.9.1.1.- RIGIDECES

El proyectista debe analizar la influencia de la degradación de la rigidez durante un terremoto destructivo. En el caso de construcciones con hormigón armado o con mampostería se debe determinar los modos de vibración en dos condiciones extremas, como mínimo: con la rigidez inicial (y considerando la colaboración de la totalidad de los elementos frágiles) y con la rigidez degradada (y supresión de los elementos frágiles). Para la determinación de las solicitaciones y posterior verificación de componentes se utilizarán los valores más desfavorables para cada componente de la construcción.

4.9.1.2.- TIPO DE MODELO

El modelo de Análisis debe representar la construcción como conjunto espacial. Se admite el Análisis plano, es decir representar la construcción sucesivamente en cada dirección principal por un sistema con un solo grado de libertad traslacional por cada carga gravitatoria vibrante si el acoplamiento de las traslaciones entre si y el de traslaciones y rotaciones es despreciable.

Esto se acepta si se cumple SIMULTANEAMENTE:

$$\begin{aligned}
\sum_{i=1}^n d_{ymi}^2 \cdot Q_i / \sum_{i=1}^n d_{mi}^2 \cdot Q_i &\leq 0,10 & 0,95 \geq \frac{\left(\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_{mi}^2\right) / \left(\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_{mi}\right)}{\left(\sum_{i=1}^n I_{pi} \cdot \theta_{pi}^2\right) / \left(\sum_{i=1}^n I_{pi} \cdot \theta_{pi}\right)} &\geq 1,05 \\
\sum_{i=1}^n \theta_{xi}^2 \cdot Q_i / \sum_{i=1}^n d_{mi}^2 \cdot Q_i &\leq 0,10 & 0,95 \geq \frac{\left(\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_{ymi}^2\right) / \left(\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_{ymi}\right)}{\left(\sum_{i=1}^n I_{pi} \cdot \theta_{pi}^2\right) / \left(\sum_{i=1}^n I_{pi} \cdot \theta_{pi}\right)} &\geq 1,05 \\
\sum_{i=1}^n d_{ymi}^2 \cdot Q_i / \sum_{i=1}^n d_{ymi}^2 \cdot Q_i &\leq 0,10 & 0,95 \geq \frac{\left(\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_{mi}^2\right) / \left(\sum_{i=1}^n Q_i \cdot d_{mi}\right)}{\left(\sum_{i=1}^n I_{pi} \cdot d_{ymi}^2\right) / \left(\sum_{i=1}^n I_{pi} \cdot d_{ymi}\right)} &\geq 1,05 \\
\sum_{i=1}^n \theta_{yi}^2 \cdot Q_i / \sum_{i=1}^n d_{ymi}^2 \cdot Q_i &\leq 0,10 & &
\end{aligned}$$

Donde:

d_{xxi} = Desplazamiento de **Qi** en la dirección x para un sistema de fuerzas **Qi** aplicadas en dirección x.

d_{yxi} = Desplazamiento de **Qi** en la dirección y para un sistema de fuerzas **Qi** aplicadas en dirección x.

d_{yyi} = Desplazamiento de **Qi** en la dirección y para un sistema de fuerzas **Qi** aplicadas en dirección y.

d_{xyi} = Desplazamiento de **Qi** en la dirección x para un sistema de fuerzas **Qi** aplicadas en dirección y.

θ_{xi} = Rotación de **Qi** para un sistema de fuerzas **Qi** aplicadas en dirección x.

θ_{yi} = Rotación de **Qi** para un sistema de fuerzas **Qi** aplicadas en dirección y.

θ_{zi} = Rotación de **Qi** para una cupla unitaria en la carga **Qn**.

I_{pi} = Momento de inercia (peso) polar de la carga **Qi**.

En este caso los efectos de torsión se analizarán estáticamente (4.6.3.).

4.9.1.3.- EVALUACION DE LOS EFECTOS DE TORSION ACCIDENTAL

Los efectos de torsión accidental serán evaluados mediante el desplazamiento del centro de gravedad de las cargas gravitatorias **Qi** en la dirección perpendicular a la acción sísmica en estudio, todas en el mismo sentido y sucesivamente en ambos sentidos. Este desplazamiento será:

a) En general: $\Delta i = \pm 0,15 \cdot li$

Donde:

Δi = Desplazamiento de **Qi**.

li = Dimensión de **Qi** en dirección perpendicular a la dirección en estudio.

b) En construcciones con un mínimo de cuatro sistemas resistentes que en conjunto aportan un mínimo del 80% de la resistencia y rigidez torsionales en correspondencia con cada carga gravitatoria **Qi** y cuyas contribuciones individuales a la rigidez y resistencia torsionales difieren del promedio menos del 10% (ver directriz 4.9.1.3.), Δi se puede reducir a:

$$\Delta i = \pm 0,05 \cdot li$$

Di.4.9.1.3.- EVALUACION DE LA TORSION ACCIDENTAL

Las condiciones expresadas en 4.9.1.3. se deben cumplir en todas las cargas o niveles i. A los fines de verificar su cumplimiento es suficiente evaluar las contribuciones de los sistemas resistentes en torsión mediante las siguientes expresiones:

a) Contribución a la rigidez torsional: $K_t^j = R_{ij}^j \cdot d_j^2$

b) Contribución a la resistencia torsional: $M_t^j = T_{ui}^j \cdot d_j$

Donde:

d_j = Distancia del sistema j al centro de giro definido 4.6.2.

R_{ii} = Término diagonal de la matriz de rigidez del sistema j correspondiente a carga i.

T_{ui} = Capacidad global a corte del sistema j en correspondencia con i.

4.9.2.- NUMERO DE MODOS A CONSIDERAR

En cualquier caso es necesario considerar todos los modos cuya contribución a la respuesta sea significativa. Se consideran modos de contribución significativa aquellos para los cuales: $f_{pi} \cdot S_{ai} / (f_{pi} \cdot S_{ai})_{\text{máx}} \geq 0,10$

Donde:

f_{pi} = Factor de participación del modo i.

S_{ai} = Valor espectral correspondiente al modo i.

$(f_{pi} \cdot S_{ai})_{\text{máx}}$ = Valor máximo del producto correspondiente a los distintos modos.

El número mínimo de modos a considerar será:

a) Si el método de Análisis es plano: 3 modos o el número de grados de libertad si fuera inferior a 3.

b) Si el método de Análisis es espacial: 6 modos o el número de grados de libertad si fuera inferior a 6.

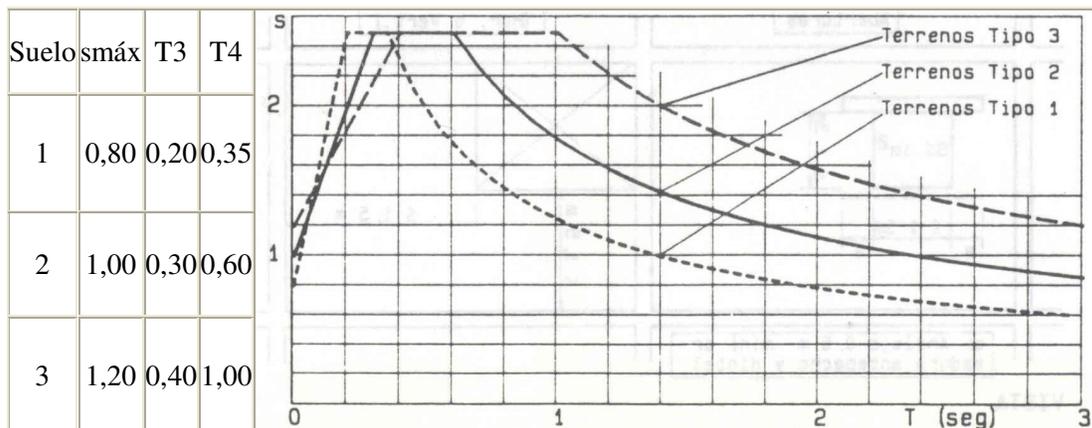
4.9.3.- RESPUESTAS MODALES

La respuesta de cada modo se obtendrá para una excitación armónica de amplitud S_{ai} , cuyo valor se define con el espectro elástico siguiente: $S_{ai} = C_o \cdot \gamma_d \cdot s \cdot g$ ($g = 9.8\text{m/s}^2$, en unidades compatibles)

Si: $T < T_3$ $s = \frac{2,5 - s_{\text{máx}}}{T_3} \cdot T + s_{\text{máx}}$

Si: $T_3 \leq T \leq T_4$ $s = 2,5$

Si: $T > T_4$ $s = 2,5 \cdot (T_4 / T)^{0,67}$



Donde:

Co y γd tienen los significados de 4.6.2.

T = Período de cada modo (s).

4.9.4.- ACCIONES Y SOLICITACIONES RESULTANTES SOBRE LA CONSTRUCCION

4.9.4.1.- METODO DE SUPERPOSICION

La respuesta de la construcción se evalúa como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas

modales:

$$R = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2}$$

Donde:

R = Respuesta buscada: deformación, sollicitación en una sección, corrimiento, etc.

Ri = Respuesta modal correspondiente.

Para los fines prácticos del Análisis estructural se debe calcular:

a) Las deformaciones y sollicitaciones en las secciones críticas de cada elemento resistente, o bien:

b) El conjunto de las fuerzas estáticas equivalentes sobre las cargas gravitatorias Q_i , con las que luego se deben analizar las deformaciones y sollicitaciones individuales. En este caso las fuerzas estáticas equivalentes son las que originan el corte global máximo en las distintas secciones de la construcción.

4.9.4.2.- REDUCCION DE SOLICITACIONES POR COMPORTAMIENTO NO LINEAL

Una vez determinadas las sollicitaciones y deformaciones en la hipótesis de una respuesta elástica de la construcción el proyectista podrá considerar una reducción en los límites elásticos de los componentes estructurales por comportamiento no lineal, según los siguientes criterios:

a) Con las sollicitaciones elásticas el proyectista debe estimar y justificar el mecanismo de colapso probable y evaluar luego el coeficiente γ_e por aplicación de 4.3.3.

b) El factor de reducción será función del coeficiente de estructura, (de la ductilidad) y del período de cada modo:

$$\text{Si } T_i < T_3 \quad R_i = 1 - 0,10 (T_i / T_3)$$

$$\text{Si } T_i \geq T_3 \quad R_i = 2,5 / \gamma_e$$

Donde:

Ri = Factor de reducción para el modo i.

Ti = Período del modo i.

c) Cuando las sollicitaciones se obtengan directamente por superposición de las sollicitaciones

correspondientes a cada modo:

$$\bar{R} = \left(\sum_{i=1}^n R_i \cdot F_{pi} \cdot S_{oi} \right) / \left(\sum_{i=1}^n F_{pi} \cdot S_{oi} \right)$$

Donde:

R = Factor de reducción global.

Ri = Factor de reducción correspondiente al modo i.

f_{pi} = Factor de participación del modo i .

S_{ai} = Valor espectral para el modo i .

d) Cuando las solicitaciones se obtengan a partir de la aplicación del sistema de fuerzas estáticas

equivalentes que resulta de 4.9.4.1.b):

$$R = \left(\sum_{i=1}^m L_i \cdot R_i \cdot F_{pi} \cdot S_{ai} \right) / \left(\sum_{i=1}^m F_{pi} \cdot S_{ai} \right)$$

Si $T \leq T_3$ $t_i = (2,25 / \gamma_e - 1) \cdot T_i / T_3 + 1$

Si $T > T_3$ $t_i = 1$

e) Las solicitaciones para el dimensionamiento resultan de: $S_c = S_e / R$

Donde:

S_c = Solicitación para el dimensionamiento.

S_e = Solicitación de respuestas elásticas.

R = Factor de reducción global.

4.9.4.3.- VALORES MINIMOS DE LAS SOLICITACIONES

Las solicitaciones para el dimensionamiento o verificación de la seguridad estructural serán las que resulten del párrafo 4.9.4.2. y como mínimo el 75% de las que resulten de aplicar el Método Estático Valorado (4.8.).

4.10.- ANALISIS DINAMICO TEMPORAL

En este método la respuesta de la estructura se obtiene por integración directa de las ecuaciones dinámicas para la excitación de proyecto que se define por acelerogramas apropiados al lugar de emplazamiento de la obra.

4.10.1.- MODELO ESTRUCTURAL PARA EL ANALISIS

El modelo de Análisis debe representar todos los elementos que puedan restringir la deformación de la construcción, sean reglamentariamente considerados estructurales o no (ver 5.1.). Las cargas gravitatorias que dan origen a la acción sísmica se agruparán y evaluarán de acuerdo con 4.5.

4.10.1.1.- REPRESENTACION DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

Las leyes Esfuerzo-Deformación de los materiales deben representar el comportamiento real de los componentes, en particular la degradación de la rigidez y la deformación última en condiciones de carga crítica. Estas leyes deben ser justificadas por el proyectista.

4.10.1.2.- TIPO DE MODELO

Se deben cumplir las condiciones de 4.9.1.2.

4.10.2.- ACELEROGRAMAS PARA EL ANALISIS

Se deben evaluar las respuestas para un mínimo de tres acelerogramas de las siguientes características:

4.10.2.1.- ESPECTRO ELASTICO DE LOS ACELEROGRAMAS

Se deben comparar los espectros elásticos para una amortiguación del 5% de la amortiguación crítica con el espectro de proyecto.

La superficie total encerrada por el espectro de cada acelerograma entre los períodos de 0,05 s y $4 \cdot T_o$ (T_o = período propio de la construcción) debe ser igual a la del espectro de proyecto S_a de 4.9.3.

Cualquier ordenada del espectro del acelerograma debe ser como mínimo el 70% de la ordenada del espectro de proyecto **Sa** (4.9.3.) correspondiente al mismo período.

4.10.2.2.- GENERACION

Se pueden emplear acelerogramas reales modificados por factores de escala de tiempos y amplitudes y por suma de segmentos. También se pueden emplear acelerogramas generados artificialmente por cualquier procedimiento.

4.10.2.3.- DURACION

Los acelerogramas tendrán una duración mínima de $20 \cdot \gamma d$ seg, la fase intensa ($a \geq 0,8 \text{ amáx.}$) tendrá una duración igual a la mitad de la duración total. La ley de variación de amplitudes será continua o suma de segmentos de leyes que definan continuidad en las amplitudes.

4.10.3.- INTERVALO DE INTEGRACION

El intervalo de integración máximo (y el máximo intervalo entre puntos del acelerograma) será 1 / 10 del período del modo natural de vibración elástica más corto significativo para la respuesta según 4.9.2.

4.10.4.- ANALISIS NO LINEAL

Los efectos no lineales deben ser tenidos en cuenta en la aplicación del método considerando en cada intervalo de integración, la modificación de las propiedades de los elementos estructurales.

4.10.5.- CAPACIDAD MINIMA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La capacidad de los elementos estructurales deberá ser la supuesta en las leyes esfuerzo-deformación respectivas y como mínimo el 75% de la capacidad que resulta de 4.9.4.3.

5.- ANALISIS ESTRUCTURAL

5.1.- ANALISIS DE SOLICITACIONES Y DEFORMACIONES

La estructura debe ser considerada como un conjunto espacial sometido a las acciones determinadas en el Capítulo 4. Los esfuerzos de los distintos sistemas y sus elementos componentes se determinarán en la hipótesis de comportamiento elástico lineal (en proporción a sus respectivas rigideces en relación con la sollicitación considerada).

Los valores de los módulos de elasticidad de los materiales serán los módulos secantes en condiciones de sollicitación dinámica correspondiente a 2/3 de las deformaciones al límite de fluencia (real o convencional) si el material presenta fluencia, o de rotura en caso contrario.

El proyectista debe establecer el mecanismo de colapso supuesto para cada uno de los sistemas estructurales en la hipótesis de mantener fijas las cargas gravitatorias y hacer crecer las acciones horizontales. Estos mecanismos de colapso deben ser coherentes con el valor del coeficiente γ_{du} global, con los criterios de dimensionamiento adoptado para las piezas y sus uniones y con la materialización de la obra en su construcción.

Las deformaciones resultantes de la aplicación del sistema de fuerzas estáticas equivalentes de los métodos estáticos (4.6. ó 4.8.) deben ser mayoradas por $4 / \gamma_e$ para obtener las deformaciones máximas de la construcción.

En la Di.5.1. se detallan métodos simplificados aceptados para la distribución de sollicitaciones.

Di.5.1.- DISTRIBUCION DE SOLICITACIONES - METODOS APROXIMADOS

En el caso de edificios comunes (según se definen en 3.2.) la distribución de fuerzas entre los distintos sistemas resistentes verticales se puede realizar con los procedimientos aproximados detallados en este párrafo. Es obligatorio verificar en cada caso las condiciones de aplicabilidad.

Di.5.1.0.1.- DISTRIBUCION INDEPENDIENTE POR NIVELES - (Primer procedimiento)

En este procedimiento se toma en cuenta la compatibilidad de deformaciones solamente en el nivel en que se realiza la distribución, suponiendo que los sistemas verticales están desconectados en los demás.

a) Condiciones de aplicabilidad

El método es aplicable si se cumple **SIMULTANEAMENTE**:

a1) La construcción tiene diafragmas (losas) indeformables en cada nivel (ver 6.2.).

a2) Las masas, las rigideces y las relaciones capacidad/solicitación en los distintos niveles varían gradualmente no más del 5% de un nivel a otro y siempre en el mismo sentido.

a3) La construcción tiene una única tipología constructivo-estructural en cada dirección, constante en toda su altura. Los sistemas resistentes verticales están conectados en todos los niveles con los diafragmas.

a4) Altura máxima:

10 pisos en edificios con pórticos libres cuyas vigas son 20% más rígidas (**J/L**) que las columnas y siempre que la relación **altura total/longitud** entre columnas extremas de cada pórtico sea igual o menor 4.

5 pisos en edificios que no cumplen la condición del párrafo anterior y siempre que las elásticas de todos los sistemas resistentes verticales para una fuerza unitaria en el extremo superior puedan considerarse semejantes. Esto se acepta si la condición:

$$|d_i^k - \alpha_j d_i^j| / d_i^j \leq 0,05$$

se cumple para cualquier par de sistemas resistentes de la estructura en cada dirección. En ella:

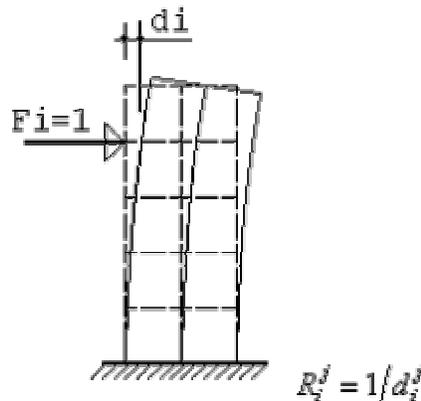
d_i^j = corrimiento horizontal del plano j en el nivel i.

d_i^k = corrimiento horizontal del plano k en el nivel i.

α_j = Factor de proporcionalidad constante en toda la altura del plano.

b) Descripción del método

b1) Determinación de la rigidez de cada plano resistente. A los fines de la aplicación de este método se considera que la rigidez de cada plano en el nivel que se estudia es la inversa del desplazamiento en el nivel cuando en él se aplica una fuerza horizontal unitaria, suponiéndolo libre de toda conexión con el resto de la estructura.



b2) Centro de giro de cada nivel para el caso de planos ortogonales:

Se define como el baricentro de las rigideces determinadas según a).

b3) Ecuaciones de distribución para el caso de planos ortogonales:

Para un nivel cualquiera:

$$Q_{ik} = \frac{R_i}{\sum_{i=1}^{ni} R_i} \cdot T_{sk} + \frac{R_i \cdot d_j}{\sum_{i=1}^{ni} R_i \cdot d_i^2 + \sum_{j=1}^{nj} R_j \cdot d_j^2} \cdot M_{tsk}$$

Donde:

Q_{ik} = Corte que soporta el plano i en el nivel en estudio

T_{sk} = Corte global resultante de la acción sísmica en el nivel k.(4.6.2)

R_i = Rigidez del plano i.

ΣR_i = Suma de rigideces de planos paralelos a i.

R_j = Rigidez de un plano perpendicular al plano i.

d_i, d_j = Distancia de los planos i, j, respectivamente, al centro de giro.

M_{tsk} = Momento torsor total en el nivel, se debe tomar el más desfavorable para cada plano.(4.6.2)

El término de torsión para F_s en dirección perpendicular al plano i se tomará en valor absoluto.

b4) Direcciones principales y centro de giro para el caso de planos no ortogonales.

Las direcciones principales quedan definidas por:

$$\alpha = \frac{1}{2} \text{Arc tg} \frac{\sum_{i=1}^n R_i \cdot \text{sen}^2 \beta_i}{\sum_{i=1}^n R_i \cdot \text{cos}^2 \beta_i}$$

Donde:

β_i = Es el ángulo que el sentido definido como positivo del plano i forma con el eje de referencia x.

α = Es el ángulo que lo dirección principal I forma con el eje x.

La otra dirección principal forma un ángulo 90° + α con el eje x.

$$R_{tI} = \sum_{i=1}^n R_i \cdot \text{cos}^2(\beta_i - \alpha)$$

La rigidez total de la planta en cada dirección se define por:

$$R_{tII} = \sum_{i=1}^n R_i \cdot \text{sen}^2(\beta_i - \alpha)$$

Las distancias de las rigideces totales al centro de coordenadas se definen por:

$$d_I = \sum_{i=1}^n R_i \cdot d_i \cdot \text{cos}^2(\beta_i - \alpha)$$

$$d_{II} = \sum_{i=1}^n R_i \cdot d_i \cdot \text{sen}^2(\beta_i - \alpha)$$

Finalmente:

$$x_r = -d_I \cdot \text{sen} \alpha + d_{II} \cdot \text{cos} \alpha$$

$$y_r = -d_I \cdot \text{cos} \alpha + d_{II} \cdot \text{sen} \alpha$$

b5) Ecuaciones de distribución para el caso de planos no ortogonales:

$$Q_{ik,I} = T_{tsk,I} \cdot R_i \cdot \cos(\beta_i - \alpha) / R_{z,I} + M_{tsk,I} \cdot R_i \cdot d_{ir} / \sum_{i=1}^n (R_i \cdot d_{ir}^2)$$

$$Q_{ik,H} = T_{tsk,H} \cdot R_i \cdot \sin(\beta_i - \alpha) / R_{z,H} + M_{tsk,H} \cdot R_i \cdot d_{ir} / \sum_{i=1}^n (R_i \cdot d_{ir}^2)$$

Con los mismos significados que b3). Nótese que en general hay esfuerzos en todos los planos para cualquier dirección de la acción sísmica y se deben comparar todos ellos para tomar el más desfavorable.

b6) El término debido a la torsión de las expresiones b3) y b5) no debe ser considerado si descarga al plano.

Di.5.1.0.2.- DISTRIBUCION POR NIVELES CORREGIDA - (segundo procedimiento)

Este procedimiento es útil para estructuraciones mixtas (ej. tabiques y pórticos), que no pueden ser analizados por el primer procedimiento. La distribución entre todos los sistemas se evalúan en un solo nivel y sus resultados se emplean para definir la distribución en los niveles restantes.

a) Condiciones de aplicabilidad

El procedimiento es aplicable si se cumple SIMULTANEAMENTE:

a1) Las condiciones a1) y a2) de di 5.1.0.1. y la estructuración es constante en toda la altura.

a2) Los tabiques cumplen la condición de similitud de deformación a4) de Di 5.1.0.1.

a3) Los pórticos tienen vigas 20% m s rígidas (**J/L**) que las columnas

a4) La excentricidad teórica en cada nivel no supera el 5% de la separación máxima entre planos verticales resistentes para esa dirección.

a5) Altura máxima: 5 niveles.

b) Descripción del método:

b1) El corte en cada pórtico se supondrá constante en toda la altura de la construcción y será el resultante de distribuir en el nivel ubicado más próximo a los 2/3 de la altura total de la construcción el corte total actuante en ese nivel, aplicando Di 5.1.0.1.b).

b2) El corte en el conjunto de tabique será, para cada nivel excepto el primero, la diferencia (con su signo) entre el corte total actuante y el corte asignado a los pórticos. El corte de los tabiques en el primer nivel será la diferencia entre el corte total y el 50% del corte asignado a los pórticos. El corte del conjunto de tabiques se distribuirá a cada uno de ellos aplicando las ecuaciones de Di 5.1.0.1.b) a los tabiques exclusivamente.

Di.5.1.0.3.- INTERACCION ESPACIAL SIMPLIFICADA - (Tercer procedimiento)

En este procedimiento se realiza el estudio simplificado de la interacción entre tabiques y pórticos. Para ello se asocian todos los pórticos y tabiques existentes en una dirección en un único pórtico-tabique equivalente en el que se estudia la distribución de solicitaciones como estructura plana y la torsión se analiza en forma simplificada, piso a piso.

a) Condiciones de aplicabilidad.

Este método es aplicable si se cumple SIMULTANEAMENTE:

a1) La construcción tiene diafragmas indeformables en todos los niveles.

a2) La excentricidad teórica en cada nivel y en cada dirección, según se define en Di 5.1.0.1.b), no supera el 5% de la distancia entre los sistemas resistentes verticales más alejados en la dirección en estudio.

a3) La construcción tiene hasta 10 niveles.

b) Descripción del método

b1) El Análisis del sistema pórtico-tabique se realizará en la hipótesis de comportamiento elástico lineal. Se podrán emplear procedimientos aproximados suficientemente acreditados y siempre que se cumplan sus hipótesis de base.

b2) Distribución de la torsión.

Se determinará la rigidez de cada sistema resistente vertical y el centro de giro según Di 5.1.0.1.b).

La contribución de cada plano se determinará con:

$$\Delta Q_{ik} = \frac{R_i \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n R_i \cdot d_i^2 + \sum_{j=1}^m R_j \cdot d_j^2} \cdot M_{ik}$$

Con los significados de Di 5.1.0.1.b). La contribución en torsión sólo debe considerarse si es aditiva.

5.1.1.- DEFORMABILIDAD DE LOS DIAFRAGMAS

Se debe tomar en cuenta la influencia de la deformabilidad de los diafragmas en la distribución de solicitaciones en la hipótesis de comportamiento elástico lineal, excepto en los casos enumerados en 6.2.

5.1.2.- DEFORMABILIDAD DEL SUELO Y DE LAS FUNDACIONES

Se debe considerar la influencia de la deformabilidad del suelo y de las fundaciones. Para estimar la influencia de la deformabilidad del suelo se deben tomar valores del módulo edométrico correspondiente a condiciones dinámicas (Ver Di.5.1.2.). La influencia de la deformabilidad del suelo puede despreciarse si se cumple SIMULTANEAMENTE:

a) El método de Análisis es estático (4.6. ó 4.8.).

b) El sistema de fundaciones es capaz de restringir los giros entre los distintos sistemas verticales en el nivel de la fundación a valores insignificantes, como es el caso de losas continuas de gran rigidez, cajones completos de fundación, etc. Se considera satisfecha esta condición cuando para el plano o sistema vertical más desfavorable la traslación en el primer nivel sobre la fundación debida a la deformación del sistema de fundación no supera el 5% de la traslación total, ambas determinadas para una fuerza unitaria aplicada en ese nivel.

Di.5.1.2.- INFLUENCIA DE LA DEFORMABILIDAD DEL SUELO

Para estimar la influencia de la deformabilidad del suelo se puede aplicar el procedimiento siguiente:

Di.5.1.2.1.- RIGIDEZ DE LAS FUNDACIONES

$$K_{\phi} = \frac{E_0}{2 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \beta_{\phi} \cdot b \cdot l^2$$

Según Lambe y Whitman, Mecánica de Suelos:

$$K_z = \frac{E_0}{2 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \beta_z \cdot \sqrt{b \cdot l}$$

Donde:

K_{ϕ} = Rigidez a rotación de la fundación.

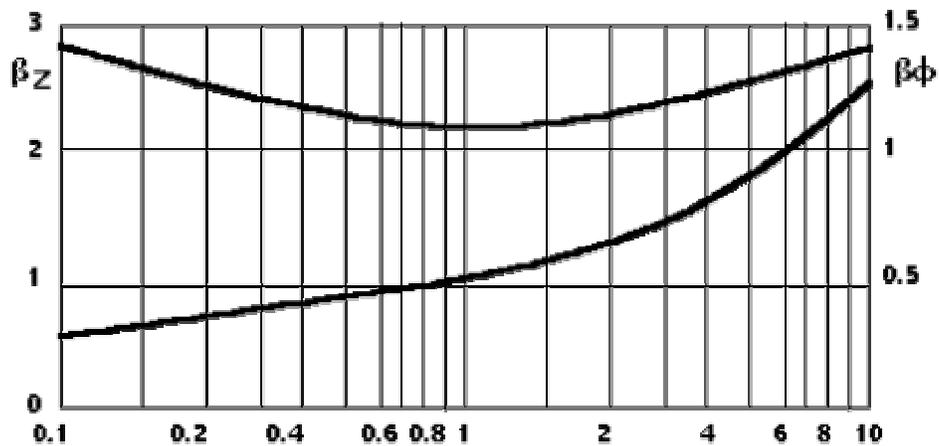
K_z = Rigidez a desplazamiento vertical de la fundación.

b = Ancho (dimensión en dirección perpendicular al plano de fuerzas) de la fundación.

L = Longitud (en dirección paralela al plano de fuerzas) de la fundación.

E_o y μ = constantes del suelo.

β_ϕ y β_z = coeficiente en función de L/b



$$\beta_z = 0,636 \times (\lg(l/b))^2 + 0,0744 \times (ABS(\lg(l/b))) + 2,14$$

$$\beta_\phi = \sqrt{0,567 \times (\lg(l/b) - 0,581)^2 + 0,0947} + 0,84 \times (\lg(l/b) - 0,581) + 0,457$$

Las expresiones dadas son válidas para bases rectangulares, para bases de otra forma se define una base rectangular equivalente tal que tenga el mismo momento de inercia y la misma longitud que la base real.

Di.5.1.2.2.- CONSTANTES DEL SUELO

En ausencia de resultados de ensayos específicos se utilizarán los valores siguientes:

(Gimenez Salas: Geotecnia y cimientos)

(Shulze y Simmer: Cimentaciones)

Tipo de Suelo	Módulo $E_o(t/m^2)$
Limo	300 a 1000
Arena seca o húmeda suelta (NSPT 3 a 9)	$160 \cdot Z$ a $480 \cdot Z$
Arena seca o húmeda media (NSPT 9 a 30)	$480 \cdot Z$ a $1600 \cdot Z$
Arena seca o húmeda densa (NSPT 30 a 50)	$1600 \cdot Z$ a $3200 \cdot Z$
Grava fina con arena fina	$1070 \cdot Z$ a $1330 \cdot Z$
Grava media con arena fina	$1330 \cdot Z$ a $1600 \cdot Z$
Grava media con arena gruesa	$1600 \cdot Z$ a $2000 \cdot Z$
Grava gruesa con arena gruesa	$2000 \cdot Z$ a $2660 \cdot Z$
Grava gruesa firme	$1070 \cdot Z$ a $1330 \cdot Z$
Arcilla blanda (q_u 0,25 a 0,50 kg/cm^2)	150 a 300
Arcilla media (q_u 0,50 a 2,00 kg/cm^2)	300 a 900
Arcilla compacta (q_u 2,00 a 4,00 kg/cm^2)	900 a 1800

Arcilla dura con tosca (qu 4,00 a 10,00 Kg/cm ²)	1800 a 4800
Tosca arenosa rígida	4800 a 10000
Módulo de Poisson:	
para suelos no saturados	$\mu = 0,35$
para suelos saturados	$\mu = 0,50$

Z = es la profundidad de la fundación que se estudia en metros.

Para acciones sísmicas adoptar valores $10 \cdot E_o$

5.1.3.- PARTICULARIDADES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Di.5.1.3.- INTERACCION DE COMPONENTES CONSIDERADOS NO ESTRUCTURALES

En los párrafos siguientes se proponen algunos procedimientos para el Análisis de la influencia de la mampostería sobre estructuras de barras o entramados. Salvo resultado de ensayos específicos (7.2.) se aplicará $E_m = E_b / 5$.

5.1.3.1.- SISTEMAS O COMPONENTES ESTRUCTURALES NO CONSIDERADOS PARTE DE LA ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE

Aquellos componentes o sistemas cuya participación en la resistencia para acciones sísmicas fuera considerada insignificante u omitida por cualquier motivo pero que forman parte de sistemas resistentes para otras acciones, deben ser verificados para las solicitaciones inducidas por la deformación de la estructura (ver 5.1.). Ver Di.5.1.3.

Además se le debe aplicar 5.1.3.2.

Di.5.1.3.1.- TABIQUE EQUIVALENTE

Cuando el conjunto de vigas, columnas, diagonales, etc., está totalmente lleno de mampostería se podrá analizar su comportamiento como el de un tabique equivalente cuyas características se determinarán para la sección resultante de homogeneizar los materiales con la relación de módulos de elasticidad.

5.1.3.2.- COMPONENTES O SISTEMAS CONSIDERADOS NO ESTRUCTURALES

Se debe comprobar que la interacción de componentes o sistemas considerados no estructurales durante la deformación de la construcción por las acciones sísmicas no afecte desfavorablemente a los sistemas o componentes estructurales, sean previstos para soportar acciones sísmicas o no. Se deben tomar en cuenta los cambios de tipología estructural que pudieran resultar de esta interacción y afectar desfavorablemente a la clasificación de la estructura (γ_e , 4.3.3.). Ver Di.5.1.3.

Se puede tomar en cuenta las influencias favorables de sistemas o componentes considerados no estructurales en los siguientes casos:

a) Para contribuir a limitar las deformaciones de la construcción a valores inferiores al límite de daños para acciones minoradas a valores $1/5$ de las resultantes de la aplicación del Capítulo 4.

b) Para contribuir a soportar las acciones resultantes de la aplicación de este código siempre que se pruebe, a satisfacción de la Autoridad de Aplicación, que la falla del componente no estructural no sucede antes que la falla de los componentes estructurales con los que interactúa. En este caso el componente no estructural podrá considerarse hasta el 25% de la capacidad total necesaria (cualquiera sea la solicitación que se analice). El sistema o

componente estructural, con el que interactúa debe tener como mínimo el 90% de la capacidad que le correspondería si la construcción no tuviera los componentes no estructurales. En los planos y en la memoria de cálculo de la obra debe dejar constancia de esta colaboración, para que los responsables de futuras modificaciones puedan considerarla debidamente.

Di.5.1.3.2.- DIAGONAL EQUIVALENTE

Los paños aislados de mampostería pueden ser representados por una barra según la diagonal comprimida, articulada en sus extremos y cuya sección está dada por:

$$A = 0,4 \cdot e \cdot \frac{E_m}{E} \cdot \frac{(l^2 + h^2)^{1,5}}{(h \cdot l)}$$

Donde:

e = Espesor del panel de mampostería.

Em = Módulo de elasticidad de la mampostería.

E = Módulo de elasticidad del material estructural.

l = Longitud del panel de mampostería.

h = Altura del panel de mampostería.

Los esfuerzos se determinarán en el sistema resultante de la inclusión de las diagonales mencionadas.

5.1.3.3.- UNIFORMIDAD DE LA RESISTENCIA

En construcciones para las que la relación capacidad/solicitación en cualquier sección crítica no varíe en más del 10% del menor valor, los esfuerzos deducidos de la aplicación del Capítulo 4 podrán ser reducidos al 80%.

Di.5.1.3.3.- COLUMNA EQUIVALENTE

En estructuras aporticadas cuyo Análisis se realice por métodos como Kani, Grinter, Takabeya, etc., la mampostería se puede introducir como una columna equivalente que no participa en el equilibrio rotacional de los nudos y con la siguiente característica:

$$J_i = \frac{E_m \cdot I_i \cdot e_i \cdot h^2}{30 \cdot E} \quad J = \sum_{i=1}^n J_i$$

Donde:

Ji = Momento de inercia de un paño i en el nivel estudiado.

J = Momento de inercia de la columna equivalente de toda la mampostería existente en el nivel.

Las restantes variables como en Di.5.1.3.2.

Una vez resuelto el Análisis el esfuerzo de corte correspondiente a la columna equivalente se distribuir entre los distintos elementos de mampostería en proporción a sus respectivos valores de Ji. Con este esfuerzo se determinarán las reacciones adicionales sobre las barras del pórtico.

5.1.3.4.- DISTRIBUCION NO UNIFORME DE LA RESISTENCIA

Cuando en una construcción la relación capacidad/solicitación en cualquier sección crítica sea variable de tal modo que resulte siempre creciente hacia los vínculos (en el caso de edificios comunes la relación sea creciente de arriba hacia abajo), los esfuerzos deducidos de la aplicación del Capítulo 4 podrán ser reducidos al 90%. Las reducciones admitidas por 5.1.3.3. y 5.1.3.4. no se deben aplicar simultáneamente.

5.2.- SIMULTANEIDAD DE ESTADOS DE CARGAS

Las solicitaciones de origen sísmico actuantes en los distintos sistemas (pórticos, tabiques, muros, etc.) determinadas de acuerdo con 5.1. se superpondrán con las correspondientes a otros estados de carga actuantes en el sistema estructural.

En los edificios comunes en los que $P < 0,3 Q$ ser suficiente considerar la simultaneidad del efecto sísmico con las cargas verticales definidas en 4.5. con las sobrecargas distribuidas uniformemente.

Deben considerarse simultáneamente los empujes horizontales debidos a contención de suelos o líquidos, con el incremento sísmico en su sentido más desfavorable.

No es necesario considerar la simultaneidad de acción del viento y sismo.

En aquellos componentes o sistemas para los cuales las solicitaciones de origen sísmico según la dirección menos exigente alcance el 30% de las solicitaciones para la otra dirección se debe considerar la superposición de acciones en ambas direcciones: $S \geq S1 + 0,3 \cdot S2$ $S \geq S2 + 0,3 \cdot S1$

Donde:

S = Solicitación que se considera.

1 y 2 = Dirección de estudio de la construcción (x,y).

5.3.- VERIFICACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Las secciones de los elementos resistentes se verificarán tanto para los estados de carga que incluyen sismo, como para los que no lo incluyen.

Los estados de cargas que incluyen sismo serán verificados en estado último sin mayorar las solicitaciones, excepto en los siguientes casos:

- a) Los contemplados en el Art.4.7.(Partes de la construcción).
- b) Los contemplados en el Art.5.5.(Proyecto de fundaciones).
- c) Los contemplados en el Cap.7 para cada uno de los materiales.

5.4.- VERIFICACION SIMPLIFICADA

En edificios comunes que poseen muros resistentes a fuerzas horizontales (para mampostería definidos en 7.2.2.) será suficiente verificar solamente las tensiones de corte producidas en los muros por las fuerzas sísmicas definidas en 4.6.2. si se cumple SIMULTANEAMENTE los siguientes requisitos:

- a) La relación de altura a dimensión mínima del rectángulo que circunscribe la planta es menor o igual que 1.
- b) La relación de dimensiones del rectángulo que circunscribe la planta es menor o igual que 2.
- c) En alguna dirección existen muros exteriores resistentes a fuerzas horizontales (definidos en 7.2.2. para mampostería), paralelos o casi paralelos que están conectados a las losas un mínimo de 0,5 de la longitud de la planta en la dirección de esos muros.
- d) En la dirección estudiada existe al menos un muro resistente a fuerzas horizontales que está unido a las losas en 0,8 de la longitud del rectángulo que circunscribe a la planta en esa dirección, o dos muros de 0,5 de esta dimensión.
- e) Los muros aludidos en c) y d) son continuos en toda la altura del edificio.

f) La construcción tiene hasta 2 pisos ó 7 metros de altura máxima.

g) La distancia entre el centro de gravedad de las secciones horizontales de los muros resistentes y el centro de gravedad de cada nivel es menor o igual a la mitad de la distancia entre los muros aludidos en c).

5.5.- PROYECTO DE FUNDACIONES

Las fundaciones deben proyectarse para soportar tanto las solicitaciones de servicio normal como las solicitaciones adicionales debidas a la acción sísmica, de modo que para el suelo se obtengan los coeficientes de seguridad mínimos y los límites de deformación establecidos en los párrafos siguientes. En la evaluación de la capacidad resistente debe tomarse en cuenta la inclinación de la reacción. Se define como coeficiente de seguridad de una fundación a la relación entre su capacidad resistente y la reacción a transmitir. En la Di.5.5. se exponen procedimientos prácticos admisibles para el proyecto de fundaciones.

Los sistemas de fundaciones (bases, pilotes, etc.) que transfieren los esfuerzos al suelo deben dimensionarse con los coeficientes de seguridad de 5.5.1.1., las especificaciones de 5.5.4., 5.5.5. y el Cap.7.

Di.5.5.- PROYECTO DE FUNDACIONES

La norma sobre Estudio de Suelos para fundaciones exime de la obligación de realizar un estudio completo en ciertos casos. Para ellos queda definido una TENSION ADMISIBLE DE CALCULO (σ_{ad}). Este valor debe compararse con el resultante de dividir la carga vertical actuante por la superficie de la fundación (o parte de ella) cuyo centro de gravedad coincide con el punto de aplicación de la resultante de las cargas.

5.5.1.- VERIFICACION DE LAS FUNDACIONES

Se admite que las fundaciones superficiales sometidas a cargas excéntricas sean verificadas en la hipótesis de una distribución uniforme de tensiones cuya resultante tenga el mismo punto de aplicación que la resultante de las cargas.

En la Di.5.5.1. se proporcionan procedimientos para la verificación de las fundaciones.

Di.5.5.1.- VERIFICACION DE LAS FUNDACIONES

Se consideran cumplidos los requisitos establecidos en 5.5.1. si se aplican los procedimientos siguientes:

5.5.1.1.- CONDICIONES DE SERVICIO NORMAL

a) El coeficiente de seguridad mínimo para condiciones de servicio normal es 3,5. Las deformaciones no deben superar los valores admisibles conforme al destino de la construcción y la naturaleza del suelo en que se apoya.

b) En construcciones eximidas del estudio de suelos la tensión máxima de trabajo en el suelo de fundación está dada en el Anexo III del Reglamento para estudio de suelos y la verificación de deformaciones está eximida.

Di.5.5.1.1.- ACCIONES SOBRE EL SUELO FUNDACION

En el proyecto de la fundación de un elemento o componente cualquiera se tomarán en consideración:

M = El momento flector debido a las acciones horizontales o verticales según resulta de 5.2.

N = El esfuerzo normal debido a las acciones horizontales o verticales según resulta de 5.2.

Q = El esfuerzo de corte en el elemento o componente según resulta de 5.2.

e = M/N = Excentricidad de la resultante.

El esfuerzo de corte de la fundación Q_f se define:

a) En las construcciones que: Tienen las bases o cimientos encadenados totalmente según 5.5.5. y el primer nivel está construido por un diafragma, losa o contrapiso continuo (con o sin armadura) en contacto con el suelo en el que están incluidos los encadenados.

Se considerará para Q_f el menor valor entre: $Q_f = Q$ y $Q_f = C \cdot N$

Se debe aplicar simultáneamente Di.5.5.5.

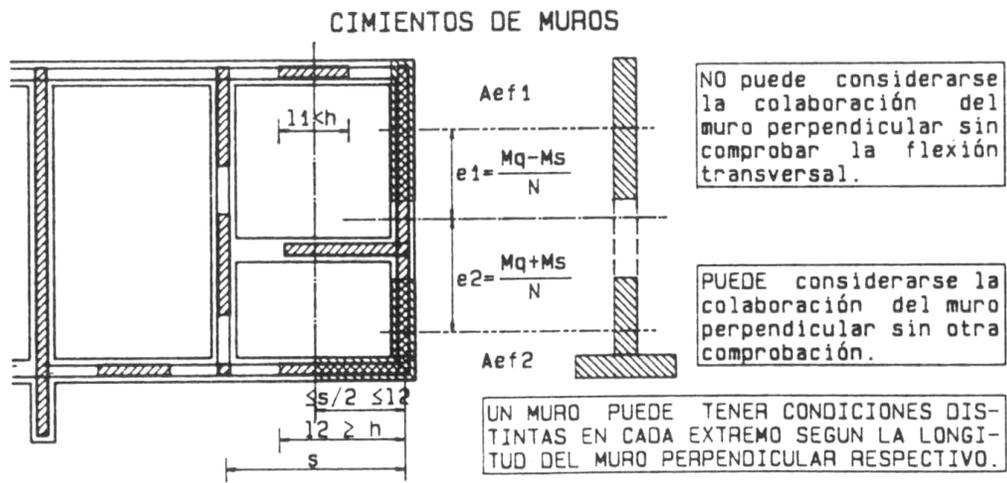
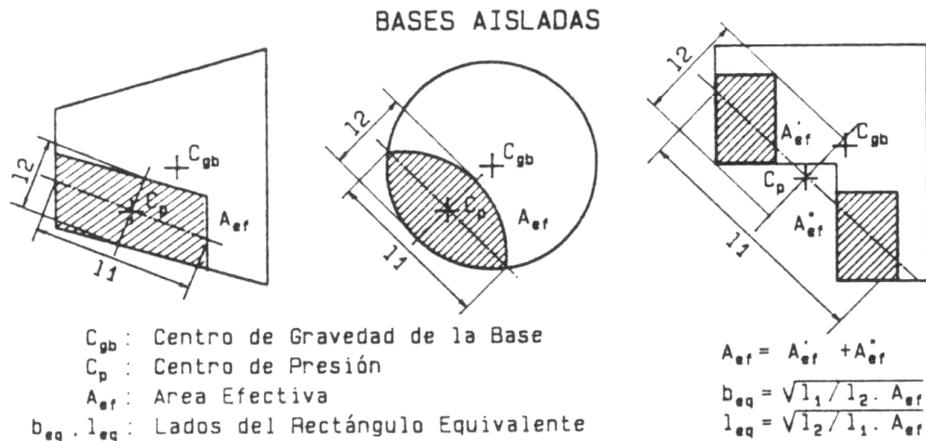
b) En todos los otros casos: $Q_f = Q$

5.5.1.2.- CONDICIONES DE SERVICIO CON ACCION SISMICA

a) El coeficiente de seguridad mínimo es 1,5 y la deformación de la fundación sólo está limitada por la estabilidad de la construcción y la posibilidad de choque con las construcciones vecinas.

b) En construcciones eximidas de estudio de suelos la tensión máxima de trabajo en el suelo de fundación es el doble de la tensión dada en el Anexo III del Reglamento para estudio de Suelos.

Di.5.5.1.2.- AREA EFECTIVA DE LA FUNDACION



A los efectos de la verificación de la fundación se considerará un área efectiva (A_{ef}) sometida a tensión uniforme y definida por:

a) Su centro de gravedad coincide con el punto de aplicación de la resultante.

b) El borde ficticio del área efectiva es radialmente simétrico de borde real respecto del centro de gravedad.

A los fines de la verificación esta área es representada por un rectángulo que:

c) Tiene igual superficie que el área efectiva.

d) La relación de lados es igual a la de los segmentos de ejes principales definidos por el contorno del área efectiva.

e) Cuando se trate de muros en L; T; U o H se aceptará un ancho colaborante máximo (hacia uno o ambos lados según corresponda) igual a la altura del muro pero sin superponer los ancho colaborantes de muros próximos. Si el muro perpendicular tiene una longitud mínima igual a la altura del muro en estudio se puede aceptar que su acción rigidizante es suficiente para que el centro de gravedad de la fundación, que no coincidiría con el centro de presiones, pueda considerarse coincidente. Las figuras aclaran la interpretación de estos criterios.

Di.5.5.1.3.- CONSTRUCCIONES EXIMIDAS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Se debe comprobar: $N \leq b \cdot l \cdot p$

Donde:

N = esfuerzo normal de la fundación.

b, l = dimensiones del área efectiva según Di 5.5.1.2.

p = σ_{ad} para el caso de acciones de servicio normal.

p = 2 σ_{ad} para el caso de combinaciones que incluyen la acción sísmica.

Di.5.5.1.4.- UTILIZACION DE RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELO

La capacidad última de la fundación podrá evaluarse con las expresiones siguientes si se tienen resultado del estudio de suelos:

$$Nu_{\gamma} = 0,5 \cdot \gamma \cdot b \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

$$Nu_c = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c$$

$$Nu_q = \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

$$Nu = (Nu_{\gamma} + Nu_c + Nu_q) \cdot b \cdot l$$

En estas expresiones:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

$$N_c = [e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi / 2) - 1] \cdot \cot \phi$$

$$N_{\gamma} = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + (0,2 + \tan^6 \phi) \cdot b / l$$

$$s_q = s_c - (s_c - 1) / N_q$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,5 \cdot (0,2 + \tan^6 \phi) \cdot b / l$$

$$d_c = 1 + \frac{0,35}{b/D_f + 0,6 / (1 + 7 \cdot \tan^4 \phi)}$$

$$d_q = d_c - (d_c - 1) / N_q$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_q = \frac{1 + \sin \phi \cdot \sin (2\alpha - \phi)}{1 + \sin \phi} \cdot e^{-(0,5\pi + \phi - 2\alpha) \tan \phi}$$

$$i_{\gamma} = i_q^2$$

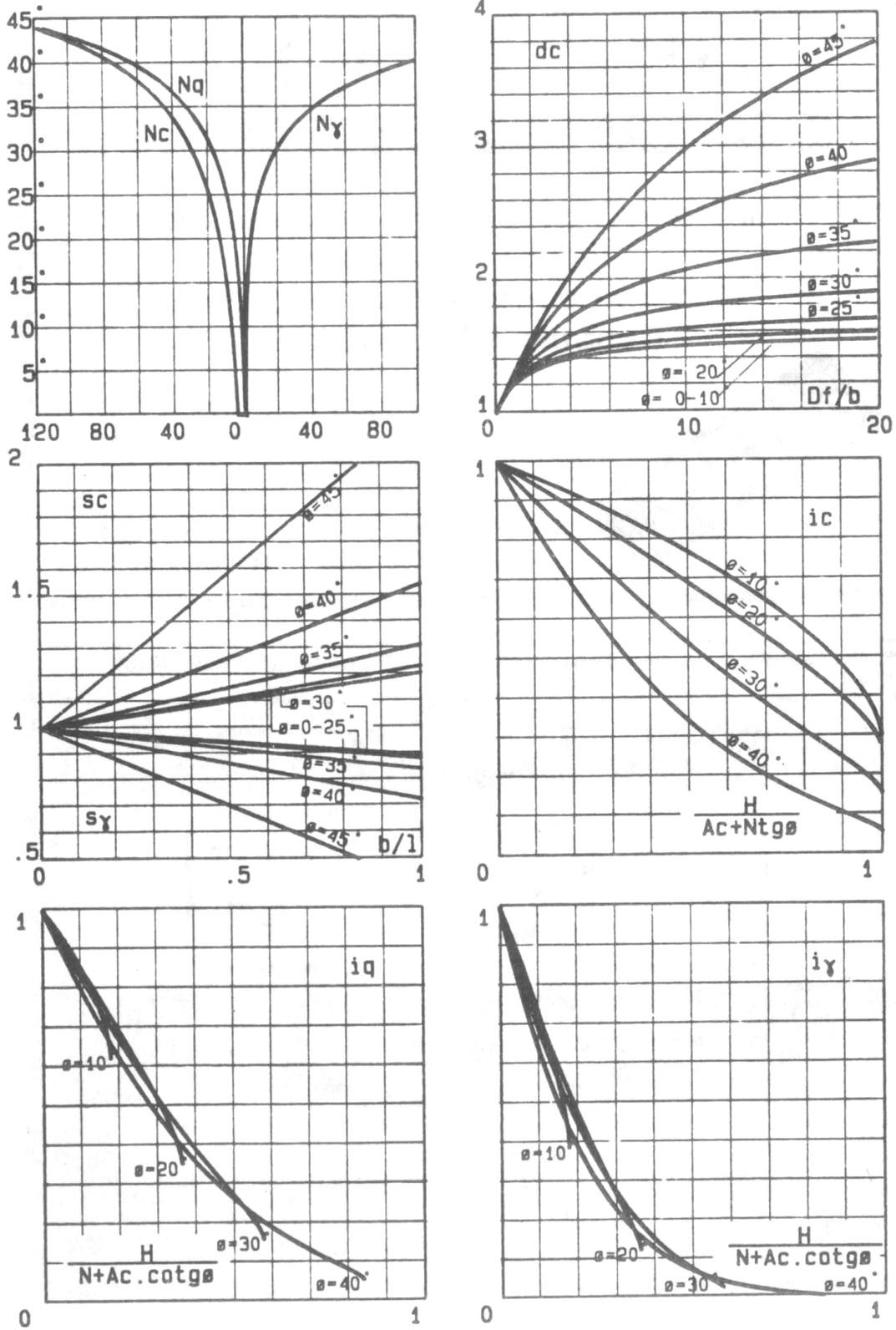
$$\tan \delta = Q_f / N$$

$$\alpha = \phi / 2 + \text{Arc tg} \frac{\sqrt{1 - (\tan \delta \cdot \cot \phi)^2} - \tan \delta}{1 + \tan \delta / \sin \phi}$$

b y l son las dimensiones del área efectiva. Df es la profundidad de fundación.

γ es el peso específico del suelo. ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Di 5.5.1.4 CAPACIDAD DE CARGA DE FUNDACIONES RECTANGULARES



Se debe cumplir:

- a) Para combinaciones de acciones de servicio normal: $v_n \geq 3,5$ y $v_v \geq 1,5$
 b) Para combinaciones de acciones que incluyen sismo: $v_n \geq 1,5$ y $v_v \geq 1,2$

5.5.2.- FUNDACIONES EN SUELOS ESTABLES

Son admitidos todos los tipos de fundaciones sin más comprobaciones que las exigidas en 5.5.1. Se considerará que no existe riesgo de licuación cuando dentro de una formación de espesor igual al doble de la profundidad activa se cumple ALGUNA de las siguientes condiciones:

- a) No existe estratos de arenas o limos saturados o se encuentran a una profundidad mayor de 25 metros.
- b) El diámetro medio de los granos (D50) es mayor que 3,5 mm o menor que 0,1 mm.
- c) El número de golpes del ensayo de penetración normal (SPT) es: $N \geq 20 + 1,6 \cdot Z$

Donde Z [m] es la diferencia entre la cota de la superficie del terreno y la del techo del manto de suelo fino saturado.

5.5.3.- FUNDACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES

5.5.3.1.- CONSTRUCCIONES EXIMIDAS DEL ESTUDIO DE SUELOS

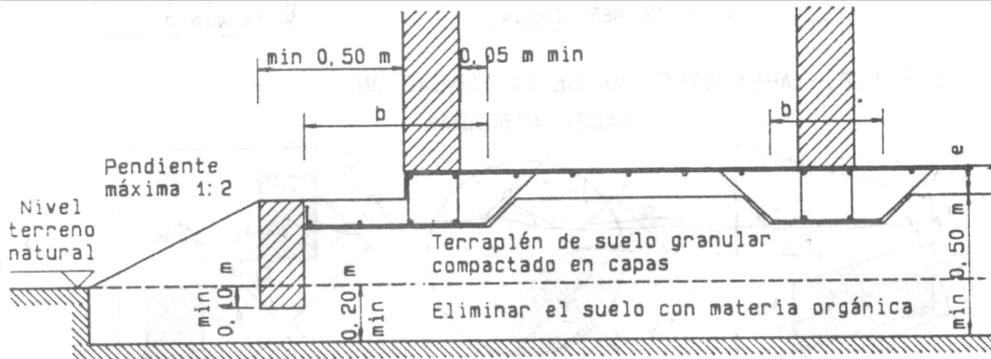
Salvo que los responsables del proyecto presenten un estudio de suelos en que se analice el riesgo de licuación y propongan soluciones que tomen en cuenta sus efectos, se deben aplicar las disposiciones constructivas mínimas detalladas a continuación (ver Di.5.5.1.3.):

FUNDACIONES TIPO EN SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES

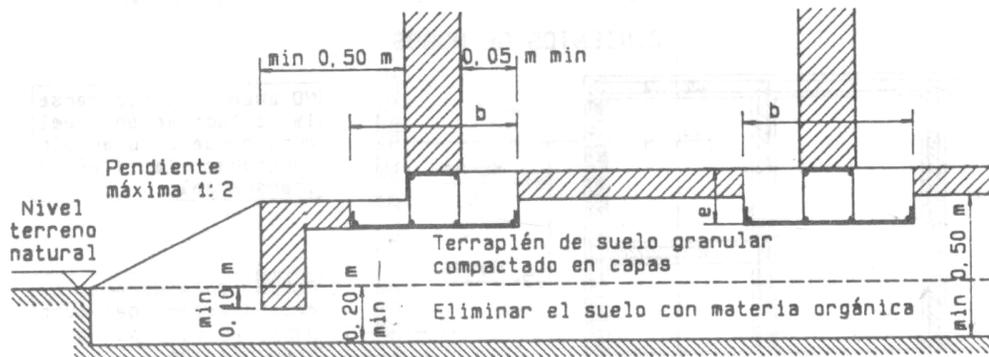
El ancho b, el espesor e y las armaduras se definirán según las necesidades del proyecto

$b \geq 0,60$ m para construcciones con techo de losa

$b \geq 0,40$ m para construcciones con techo liviano



DETALLE DE FUNDACION CON PLATEA



DETALLE DE FUNDACION CON ZAPATAS CORRIDAS

- a) Se eliminará la capa de suelo superficial con materia orgánica en 20 cm de espesor mínimo.
- b) Se construirá un terraplén de suelo granular compactado de 50 cm de espesor mínimo.
- c) Sobre la superficie del terraplén se construirá una fundación continua (Platea o contrapiso armado) con eventuales refuerzos bajo los muros.
- d) Si la presión media impuesta por la construcción al suelo no supera los 400 kg/m² se admite el empleo de zapatas continuas bajo todos los muros en sustitución de la platea (c).
- e) Los bordes del terraplén serán protegidos contra la erosión por lo menos hasta 10 cm por debajo del nivel del terreno natural circundante.

5.5.3.2.- CONSTRUCCIONES EN GENERAL

El estudio de suelos debe incluir la evaluación del riesgo de licuación. La metodología y los resultados serán sometidos a la aprobación de la Autoridad de Aplicación. El proyecto de la fundación deberá incluir las medidas necesarias para controlar los efectos de la licuación del suelo.

5.5.4.- FUNDACIONES PROFUNDAS

En el proyecto de fundaciones profundas se debe tomar en cuenta la transferencia de fuerzas horizontales entre el terreno y la construcción. Los cilindros, pilares de fundación o pilotes de hormigón deben tener armaduras longitudinales y transversales para asegurar la resistencia y ductilidad necesarias. Si existe riesgo de licuación del suelo la fundación debe ser verificada en las condiciones de soporte lateral que indique el estudio respectivo.

5.5.4.1.- ARMADURA LONGITUDINAL MINIMA

Cuantía geométrica mínima, la mayor entre:

$$\mu_o \geq 0,5\% \text{ de la sección estáticamente necesaria}$$

$$\mu_o \geq 0,2\% \text{ de la sección total}$$

Sección y diámetro mínimos:

$$4 \text{ } \emptyset 14 \text{ de acero tipo I } (\beta_s = 2.400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$4 \text{ } \emptyset 12 \text{ otros aceros } (\beta_s > 2.400 \text{ kg/cm}^2)$$

5.5.4.2.- ARMADURA TRANSVERSAL MINIMA

Se emplearán estribos o espirales continuas del mismo tipo de acero que el de la armadura longitudinal.

Diámetro:

$$\emptyset_e \geq \emptyset_l / 3 \text{ (}\emptyset_l \text{ = diámetro barra longitudinal)}$$

$$\emptyset_e \geq 6 \text{ mm}$$

Separación o paso:

$$s \leq D/2 \text{ (D diámetro del pilote)}$$

$$s \leq 40 \text{ cm}$$

$$s \leq 12 \emptyset_l$$

La separación se reducirá a la mitad en una extensión de 3 D debajo de la superficie inferior del cabezal o arriostramiento de la fundación.

5.5.5.- ARRIOSTRAMIENTO DE LAS FUNDACIONES

Las fundaciones deberán ser arriostradas para minimizar los desplazamientos relativos durante un terremoto, salvo que dichos desplazamientos hayan sido considerados en el proyecto (por ejemplo en la evaluación de γ_{vi})

Los elementos de fundación estructuralmente aislados (bases, pilotes, etc.) se arriostrarán en el plano del terreno según dos direcciones en ángulo no menor de 45° entre si. Los pilotes o bases de columnas que están incluidas en un muro se pueden considerar arriostrados en el plano del muro pero requieren el arriostramiento en la otra dirección.

Los arriostramientos serán dimensionados para resistir en tracción o compresión a un esfuerzo mínimo:

$$N_a = \pm C \cdot N / 2$$

Donde:

C = Coeficiente sísmico definido en 4.6.

N = Esfuerzo normal en el elemento de fundación arriostrado.

Se debe considerar también el esfuerzo necesario para redistribuir el corte total entre las fundaciones, si correspondiera (ver Di.5.5.5.).

No es necesaria la comprobación de pandeo cuando el arriostramiento se encuentra incluido en el terreno, aún en contacto con la superficie del mismo.

Di.5.5.5.- ARRIOSTRAMIENTO DE FUNDACIONES

Cuando se verifique la fundación de algún elemento con el esfuerzo de corte reducido según Di 5.5.1.1.a) será necesario verificar los arriostramientos de las fundaciones para el MAYOR de los esfuerzos siguientes:

a) $N_a = \pm (Q - Q_f)$

Donde:

Q = Es el esfuerzo de corte que transmite el elemento.

Q_f = Es el esfuerzo de corte a soportar por la base.

b) $N_a = \pm C \cdot N / 2$

En el caso de viviendas de una o dos plantas puede omitirse la condición a).

5.5.5.1.- DIMENSIONES Y ARMADURAS MINIMAS

Si el arriostramiento es de hormigón armado la sección mínima será 20 x 20 cm, con una armadura mínima de 4 \varnothing 14 mm y estribos \varnothing 6 c/20 cm para aceros tipo I ($\beta_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$) ó 4 \varnothing 12 mm y estribos \varnothing 4 c/20 cm para aceros de mayor resistencia.

5.5.5.2.- ARRIOSTRAMIENTOS EQUIVALENTES

Cuando no sea posible o conveniente colocar riostras en una dirección, se la podrá sustituir por otro sistema de resistencia y rigidez equivalentes (ej. vigas horizontales, losas de piso armadas, etc.) que permitan asegurar la misma indesplazabilidad relativa que proporcionarían las riostras.

5.6.- VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD (EFECTO P- Δ)

Es necesario considerar el efecto de las deformaciones horizontales sobre la estabilidad de la estructura (efecto P-Delta).

5.6.1.- ESTUDIO SIMPLIFICADO

Se considerará que el efecto $P - \Delta$ es despreciable en los siguientes casos:

5.6.1.1.- CONSTRUCCIONES CON ELEMENTOS VERTICALES EN FORMA DE BARRAS

Cuando los elementos verticales de los sistemas resistentes tienen forma de barras (ej. columnas) se deben considerar por separado cada uno de los tramos entre elementos horizontales capaces de restringir deformaciones (ej. vigas). Se deben cumplir alguna de las siguientes condiciones:

- a) Si la distorsión del tramo (diferencia entre el corrimiento horizontal del nivel superior y el corrimiento horizontal del nivel inferior dividido por la altura) es igual o menor que 1%
- b) Si el tramo vertical en estudio (ej. piso) se cumple:

$$\beta = \frac{\Delta_i \cdot \sum_{j=1}^n Q_j}{T_{si} \cdot h_{pi}} \leq 0,10$$

Donde:

$\Delta_i = d(i + 1) - d_i$

$d_i =$ Corrimiento horizontal en i .

$Q_j =$ Carga gravitatoria total en j .

$T_{si} =$ Corte global al nivel de carga i .

$h_{pi} =$ Altura del tramo i .

5.6.1.2.- SISTEMAS RESISTENTES EN FORMA DE LAMINAS O TRIANGULACIONES

Si la construcción tiene sistemas resistentes verticales en forma de láminas (tabiques o muros) o triangulaciones y cumple:

$$0,15 \geq \frac{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot d_j}{M_{so}}$$

Donde:

$M_{so} =$ Momento de vuelco en la base (4.6.3.)

5.6.1.3.- ESTRUCTURAS MIXTAS (EJ. PORTICOS Y TABIQUES EN LA MISMA DIRECCION)

Si se cumple:

$$0,15 \geq \frac{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot d_j}{M_{sj}}$$

Donde:

$M_{sj} =$ Momento en la base de cada tabique, muro o triangulación.

5.6.2.- CONSIDERACION DEL EFECTO DE LAS DEFORMACIONES

Sin perjuicio de procedimientos más directos o precisos, el efecto $P - \Delta$ se puede considerar amplificando las acciones horizontales de cálculo (fuerzas F_{si}) por el factor: $\alpha_i = 1 / (1 - \beta_i)$

Donde β_i se determina para cada tramo o piso según 5.6.1.1.b. cualquiera sea el tipo de estructura.

6.- REQUERIMIENTOS ADICIONALES DE PROYECTO

6.1.- LINDEROS Y JUNTAS

Toda nueva construcción debe separarse de las existentes por medio de juntas cuyo diseño y construcción asegure el libre movimiento entre los cuerpos adyacentes.

Se permitirá la continuidad de las construcciones cuando se compruebe que tanto el conjunto, como la nueva construcción en forma aislada, satisfacen los requisitos de este Código. En esta verificación puede incluirse el muro medianero. Ver Di.6.1.

Las construcciones de distinta altura o de planta de forma L, T, H o E preferentemente se separarán en cuerpos de planta rectangular de altura uniforme.

La dimensión de las juntas, en todos estos casos, será la necesaria, para que las construcciones o los cuerpos de la construcción no se interfieran durante el sismo, y como mínimo en el nivel i:

$$x_i \geq 0,016 \times C_o \times s_{\max}^2 \times h_i \geq 5 \text{ cm} \quad x_i \geq d_i$$

Donde:

d_i = Desplazamiento elástico máximo en el nivel i.

Di.6.1.- EXIMICION DE JUNTAS:

Se admite adosar sin comprobación conjunta una constitución de adobes o materiales no reglamentarios. La construcción nueva debe proyectarse para soportar las acciones que el muro vecino le imponga como parte de la construcción (4.7.).

6.2.- DIAFRAGMAS (LOSAS, TECHOS Y ENTREPISOS)

Los sistemas de distribución entre los sistemas verticales (diafragmas, losas, techos, entrepisos) pueden ser contruidos con cualquier tipología estructural o constructiva. Las conexiones deben respetar lo indicado en 4.7. (partes de la construcción) y en el Capítulo 7.

Cuando los corrimientos relativos de los puntos de conexión de los sistemas verticales con el diafragma son iguales o menores que 1/10 del corrimiento horizontal que la estructura en ese nivel según resulta de 5.1., se admite que los diafragmas sean considerados infinitamente rígidos en su plano. Ver 7.1.5. y Di.6.2

Di.6.2.1.- INFLUENCIA DE LA DEFORMACION DE LOS DIAFRAGMAS

La influencia de las deformaciones de los diafragmas en la distribución de solicitaciones entre los sistemas verticales se puede evaluar en forma aproximada como sigue:

Di.6.2.1.1.- HIPOTESIS DE DIAFRAGMA RIGIDO

Se acepta despreciar la influencia de la deformabilidad del diafragma en la distribución de solicitaciones cuando la deformación horizontal del diafragma en la dirección en estudio para una fuerza horizontal unitaria aplicada en el centro y supuesto como viga o chapa horizontal apoyada en los sistemas verticales m s alejados no supere el 20% de

la deformación del sistema vertical menos deformable en ese nivel para una fuerza horizontal unitaria. Los sistemas a considerar son aquellos paralelos a la dirección en estudio.

Las losas de hormigón armado están eximidas de estas comprobaciones si cumplen las condiciones de 7.1.5.3.

Di.6.2.1.2.- HIPOTESIS DE DIAFRAGMA FLEXIBLE

Cuando la deformación horizontal del diafragma supere el doble de la deformación del sistema vertical más deformable (suponiendo al diafragma apoyado en los sistemas verticales CONTIGUOS), las restantes condiciones como en Di.6.2.1.1. se aceptará determinar las solicitaciones sobre los sistemas verticales en la hipótesis de considerar el diafragma como un conjunto de vigas horizontales cargadas con fuerzas horizontales proporcionales a las cargas gravitatorias correspondientes (en general distribuidas a lo largo del diafragma): $f_i = C_i \cdot q_i$

Donde:

f_i = Fuerza horizontal (distribuida o concentrada) correspondiente al diafragma i

$C_i = F_{si} / Q_i$

q_i = Carga gravitatoria (distribuida o concentrada) correspondiente al diafragma i .

F_{si} = Fuerza sísmica correspondiente al diafragma i .

Q_i = Carga gravitatoria total del diafragma i .

Si los elementos componentes del diafragma tienen continuidad en dirección perpendicular a la dirección en estudio, se podrá aceptar la hipótesis de viga continua sobre apoyos indesplazables.

Di.6.2.1.3.- HIPOTESIS ENVOLVENTE

Cuando la deformabilidad del diafragma está comprendida entre los límites indicados en Di 6.2.1.1 y Di 6.2.1.2., se podrá omitir la evaluación precisa de su influencia adoptando para los sistemas verticales las solicitaciones más desfavorables que se determinen por la aplicación de las dos hipótesis anteriores sucesivamente.

Di.6.2.2.- DIAFRAGMAS NO PLANOS O NO HORIZONTALES

Los diaframas no planos o no horizontales pueden ser considerados planos horizontales en las siguientes condiciones:

Di.6.2.2.1.- COMPONENTES VERTICALES DEBIDAS AL CAMBIO DE DIRECCIONES DE LOS ESFUERZOS

Deben ser absorbidos por elementos estructurales capaces de soportarlos con deformaciones que cumplan lo especificado en Di 6.2.1.1.

Di.6.2.2.2.- RIGIDECES DE LOS SISTEMAS VERTICALES.

Serán determinados con las alturas reales de los puntos de conexión de los diaframas. Cuando la conexión tenga altura variable será suficiente considerar la altura promedio.

Di.6.2.2.3.- CONCENTRACION DE CARGAS O MASAS

Las cargas gravitatorias se supondrán concentradas en el centro de gravedad de los diaframas.

7.- PARTICULARIDADES DE PROYECTO Y EJECUCION

En toda construcción se dará cumplimiento a los requerimientos normales y propios de los materiales y elementos que la forman.

Estos requerimientos y sus alcances están contenidos en las Normas enunciadas en el Capítulo 2.

Debido a la acción sísmica se agregan otros requerimientos particulares para cada material.

7.1.- HORMIGON ARMADO

7.1.1.- ANCLAJES Y EMPALMES DE ARMADURAS

Se deben utilizar ganchos en todo anclaje y empalme de armadura de los elementos que forman la estructura resistente a la fuerza sísmica, tanto en la estructura principal como en las partes de la construcción. Normalmente no es necesario el uso de ganchos en las armaduras de las losas.

Las longitudes de empalme o anclajes previstas en CIRSOC 201 se mayoran en 10% en las armaduras solicitadas por combinaciones de acciones que incluyen sismo.

7.1.2.- SEGURIDAD A CORTE

7.1.2.1.- ESFUERZO DE CORTE ÚLTIMO

La capacidad a corte de cualquier pieza estructural debe ser 1,25 veces mayor que el esfuerzo de corte necesario para alcanzar la capacidad a flexión de todas las secciones en que puedan formarse rótulas plásticas.

Para determinar la capacidad a flexión se deben considerar las armaduras realmente colocadas. Se exceptúan las piezas incluidas en el punto 7.1.3.4. (ver Di.7.1.2.1.).

Di.7.1.2.1.- ESFUERZO DE CORTE ÚLTIMO

El valor del esfuerzo de corte último depende del valor de los momentos últimos, de la ubicación de las rótulas plásticas y de las cargas en el tramo comprendido.

La ubicación de las secciones críticas (donde se forman rótulas plásticas) depende el diagrama de momentos flectores (o sea, de las cargas en el tramo) y de la forma del diafragma de momentos resistentes (que depende de las secciones y de las armaduras).

Salvo que un Análisis más completo del proceso de formación de rótulas plásticas permita demostrar lo contrario, se aceptará:

a) Para **elementos en forma de barras** (ej.: vigas, columnas, diagonales, etc)

Se trata de elementos para los que: $l/d \geq 2$ y $d/b \leq 4$

Donde:

l = Luz entre el punto de inflexión y el paramento libre de la restricción a la deformación por flexión (sea el nudo o un elemento no estructural).

d = Altura de flexión (canto) de la pieza.

b = Ancho de la pieza.

Los momentos últimos en las diversas secciones críticas (junto a los nudos o a las restricciones, a las deformaciones por flexión o en el tramo, según los casos) se debe determinar con las armaduras realmente colocadas y se introducen en las expresiones de este apartado en valor absoluto.

Se define:

M_{ui} = Momento último a la izquierda, con tracción arriba.

M_{ui}' = Idem, con tracción abajo.

Mud = Momento último a la derecha, con tracción arriba.

Mud' = Idem, con tracción abajo.

Qui = Corte último de calculo a la izquierda.

Qud = Idem a la derecha.

lo = Distancia entre secciones críticas.

Las expresiones que se presentan son válidas si las secciones y armaduras garantizan el cubrimiento del diagrama de momentos flectores de acuerdo con CIRSOC 201.

a1) Barras descargadas (las rótulas se forman en los extremos para ambos sentidos de la acción sísmica):

$$Q_{ui} = 1,25 \cdot \frac{M_{ui} + M'_{ud}}{l_0}$$

$$Q_{ud} = 1,25 \cdot \frac{M'_{ui} + M_{ud}}{l_0}$$

a2) Barras cargadas en las que las rótulas se forman en los extremos para ambos sentidos de la acción sísmica:

$$Q_{ui} = 1,25 \cdot \frac{M_{ui} + M'_{ud}}{l_0} + R_{oi}$$

$$Q_{ud} = 1,25 \cdot \frac{M'_{ui} + M_{ud}}{l_0} + R_{od}$$

Donde:

Roi = Reacción isostática a la izquierda correspondiente al tramo entre rótulas.

Rod = Idem, a la derecha

a3) Barras cargadas cuando el momento máximo ocurre en el tramo:

Se debe determinar la sección crítica en función de las armaduras y de las cargas del tramo.

Para el caso de CARGA UNIFORME q, se tiene:

$$Q_{ui} = \sqrt{2,5 \cdot q \cdot (M_{ui} + M'_{ud})}$$

$$Q_{ud} = \sqrt{2,5 \cdot q \cdot (M'_{ui} + M_{ud})}$$

b) **Elementos en forma de lámina** (Ej.: tabiques, diafragmas)

$$Q_u = 1,25 \cdot M_u / M_o \cdot Q$$

Donde:

Mu = Momento último en la sección, determinado con las armaduras efectivamente colocadas.

Mo = Momento resultante de las solicitaciones según 5.2.

Q = Esfuerzo de corte de las solicitaciones según 5.2.

7.1.2.2.- TENSION TANGENCIAL ÚLTIMA

La tensión tangencial máxima no debe sobrepasar el valor **1,75 τ03**. Para los estados de solicitación que incluyen la acción sísmica, **τ03** es la tensión tangencial límite según CIRSOC 201. Los límites establecidos por las tensiones **τ01** y **τ02** no se modifican.

7.1.3.- DETALLES DE ARMADURAS PARA ELEMENTOS EN FORMA DE BARRAS

(Ej.: vigas, columnas, diagonales) Estas disposiciones rigen para piezas que cumplan: **d/b ≤ 4**

Donde:

d: Dimensión mayor de la sección.

b: Dimensión menor de la sección.

7.1.3.1.- ANCHO EFECTIVO

Como ancho efectivo de cada una de las barras concurrentes a un nudo se puede tomar dentro del ancho real de la pieza en cuestión, hasta $d/2$ a cada lado de la pieza de menor ancho, siendo d la altura de la pieza considerada.

7.1.3.2.- ESTRIBOS ADICIONALES

En los nudos y en las zonas próximas a ellos y siempre que $Q_s \geq 0,3 \cdot Q$ se densificarán los estribos para cumplir:

$$\begin{array}{lll} l_d \geq 0,1 l & & l_d \geq 2 d \\ s \leq 2/3 s_c & s \leq b & s \leq 12 \emptyset 1 \\ F_{es} \geq 0,15 F_e & & F_{es} \geq 0,15 F_e' \end{array}$$

Donde:

Q_s = Esfuerzo de corte atribuible a la acción sísmica por aplicación de este Código.

Q = Esfuerzo de corte total resultante de 5.2.

l_d = Longitud de densificación de estribos a partir del borde libre de la barra

l = Luz libre de la pieza.

d = Altura de flexión de la barra.

s = Separación de los estribos en la zona densificada.

s_c = Separación necesaria de los estribos según cálculo.

$\emptyset 1$ = Menor diámetro de la armadura longitudinal en l_d .

F_{es} = Sección total de los estribos a colocar en la longitud l_d .

F_e, F_e' = Armadura de flexión en las caras de la sección junto al nudo.

En el interior del nudo debe mantenerse la menor separación s de las zonas adyacentes.

7.1.3.3.- ARMADURAS ESPECIALES EN BARRAS ESBELTAS ($l_0/d > 2$)

En las barras para las que $\tau_0 > \tau_0 3$ se deben colocar armaduras especiales en forma de X a 45°, ancladas para desarrollar su capacidad a tracción, cuya sección total en cada rama de las X debe ser:

$$F_{ed} \geq 0,71 \cdot Q \cdot (\tau_0 - \tau_0 3) / (\tau_0 \cdot \beta_s)$$

Donde:

Q = Esfuerzo de corte que origina τ_0 .

Esta armadura debe ser ubicada de modo que:

a) Si está formada por una sola barra, cruce al eje de la pieza a una distancia 0,3 h del paramento libre del nudo.

b) Si está formada por dos o más barras, aproximadamente la mitad cruce el eje de la pieza a 0,2 h y el resto a 0,4 h del paramento libre del nudo.

Se puede considerar la contribución de esta armadura en la absorción del esfuerzo de corte.

7.1.3.4.- ARMADURAS ESPECIALES EN BARRAS POCO ESBELTAS

Cuando $l_0/d \leq 2$ y $\tau_0 > \tau_02$

Donde:

l_0 = Distancia entre el punto de inflexión y el paramento libre del nudo.

d = Altura de flexión de la barra.

Se debe colocar las armaduras especiales en diagonal, de un extremo a otro de la pieza. No se aplica 7.1.2.1. y en su lugar:

$$Q_u = 1,25 Q$$

Donde:

Q_u = Esfuerzo de corte último.

Q = Esfuerzo de corte resultante de 5.2.

Para el dimensionado de las armaduras de borde, diagonales y estribos se deben aplicar los procedimientos correspondientes a ménsulas cortas y 7.1.3.2.

Como mínimo las armaduras en diagonal deben estar compuestas por:

2 barras en el plano perpendicular al de flexión y próximas a los paramentos si $\tau_0 \leq \tau_03$.

4 barras en los vértices de un rectángulo de lado menor igual al ancho entre armaduras externas de la pieza, $\tau_0 > \tau_03$.

Las armaduras en diagonal deben estribarse con $\emptyset e \geq \emptyset d / 3$ y $s \leq 12 \emptyset d$ siendo:

$\emptyset e$ = Diámetro de los estribos.

s = Separación de los estribos.

$\emptyset d$ = Diámetro de las barras diagonales.

7.1.3.5.- ARMADURAS MINIMAS Y MAXIMAS

a) **Elementos predominantemente flexionados** (Ej.: vigas en general).

Son aquellos elementos en los que: $N_u / (B \cdot \beta_r) \leq 0,12$

Donde:

N_u = Esfuerzo normal último (5.2.)

B = Sección total de hormigón que se considera colaborante con la pieza.

Armadura mínima en cada cara = $2 \emptyset 8$

Además, si μ_0 y μ_0' son las cuantías geométricas de armadura en cada cara y μ_0 ó μ_0' :

Cuantías mínimas:

$$\mu_0' \geq 0,15\%$$

$$\mu_0' \geq 0,05 \beta_r / \beta_s$$

Cuantías máximas:

$$\mu_0 \leq 2,5\%$$

$$\mu_0 - \mu_0' \leq 0,25 \beta_r / \beta_s$$

b) **Elementos predominantemente comprimidos** (Ej.: columnas en general).

Son aquellos elementos en los que: $N_u / (B \cdot \beta_r) > 0,12$

Si μ_0 es la cuantía geométrica total:

Cuantía mínima: $\mu_o > 1\%$

Cuantía máxima: $\mu_o \leq 4\%$

Cuantía en la cara menos armada: 0,2%

Se debe disponer estribos de tal modo que la distancia de cualquier barra al codo más próximo del estribo no exceda $12 \varnothing_e$ (\varnothing_e = diámetro del estribo).

La distancia entre ramas de estribos en el plano de la sección no debe superar 20 cm en piezas de dimensión mayor de 30 cm.

7.1.4.- TABIQUES Y ELEMENTOS EN FORMA DE LÁMINAS

Cuando $d/b > 4$ se debe cumplir:

7.1.4.1.- ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN ELEMENTOS DE FORMAS COMPUESTAS

Los elementos planos unidos a rigidizadores de borde o a otros elementos formando secciones L, U, I, T, H, Z, etc deben ser analizados tomando en cuenta la sección compuesta. Los anchos colaborantes de los componentes perpendiculares a la dirección en estudio se definirán según la norma de hormigón armado.

7.1.4.2.- ESPESOR MINIMO

a) Elementos portantes en general: $e \geq 15 \text{ cm}$ $e \geq l_o/25$

Donde:

e = Espesor del elemento.

l_o = Distancia libre entre rigidizadores.

b) Elementos rigidizadores o elementos portantes en construcciones de un piso y altura máxima 3 m:

$$e \geq 10 \text{ cm}$$

c) Cuando en la pieza existan esfuerzos de compresión significativos ($N_u/(B \cdot \beta_r) > 0,12$), en una distancia $d/5$ desde el borde, el espesor debe cumplir: $e \geq l_o/10$

Donde:

N_u = Esfuerzo normal último (5.2.).

B = Sección total efectiva (7.1.4.1.).

d = Longitud del elemento (canto de flexión).

Se puede prescindir del cumplimiento de esta condición si $e \geq d/10$ junto a rigidizadores perpendiculares hasta $3e$ desde estos.

El espesor e puede ser variable en los distintos lugares de la sección recta del elemento.

7.1.4.3.- ARMADURA LONGITUDINAL (Armadura de borde)

a) La **cuantía total** de borde debe cumplir 7.1.3.5. Se define: $\mu_{ob} = F_{eb}/B$

Donde:

F_{eb} = Sección de todas las barras longitudinales comprendidas en una distancia $d/5$ desde el borde en cuestión.

B = Sección efectiva de hormigón según 7.1.4.1.

b) **Cuantía local**:

$$\mu_{ol} = F_{el} / B_l$$

$$\mu_{ol} \geq 0,15\%$$

$$\mu_{ol} \leq 6\%$$

Donde:

F_{el} = Sección de las barras contenidas en B_l

B_l = Una sección parcial de hormigón en cualquier lugar del elemento.

c) **Disposición de la armadura:**

Cuando $e > 20 \text{ cm}$ o $\tau_o > \tau_o2$ la armadura se debe disponer en dos capas, próximas a los paramentos de la pieza. Ambas capas deben vincularse por ganchos en S, estribos, etc., a razón de 4 por m².

d) **Diámetro límite:**

Barras de borde:

$$\varnothing \geq 8 \text{ mm si } Nu/(B \cdot \beta_r) \leq 0,12$$

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm en caso contrario.}$$

Barras de alma:

$$\varnothing \geq 6 \text{ mm en general}$$

$$\varnothing \geq 4 \text{ mm se } \tau_o < \tau_o2 \text{ o si se emplean mallas soldadas.}$$

Ganchos, etc.: Igual diámetro que las barras de alma.

Diámetro máximo: $\varnothing \leq e/B$ en todos los casos.

e) **Estribado de las barras de borde:**

Cuando $\mu_{ob} < 0,25\%$ se deben colocar estribos rodeando a las barras de borde. Estos estribos deben cumplir las condiciones establecidas para las columnas.

Cuando no sean necesarios los estribos, las armaduras transversales deben rodear a las armaduras de borde, prolongándose $30 \varnothing$ en el lado opuesto, siendo í el diámetro de las barras de la armadura transversal.

7.1.4.4.- ARMADURAS TRANSVERSALES

La armadura transversal se debe dimensionar con los criterios de dimensionamiento de estribos en vigas (esbeltas o cortas, según corresponda) y se debe anclar en los elementos de borde. La cuantía de la armadura transversal debe cumplir 7.1.4.3.b.

7.1.4.5.- ARMADURAS DE CONFINAMIENTO

Cuando $Nu/(B \cdot \beta_r) > 0,12$ se deben colocar ganchos en S o estribos entre ambas capas de armadura en las zonas próximas a los bordes comprimidos, hasta $d/5$ del borde en cuestión. La separación entre barras no debe superar el espesor del elemento y la cuantía de armadura perpendicular al paramento debe ser: $\mu_{op} \geq 0,15\%$

Estas armaduras deben colocarse también en los elementos perpendiculares dentro del ancho colaborante según 7.1.4.1.

7.1.4.6.- CONECTORES ENTRE TABIQUES O ELEMENTOS EN FORMA DE LÁMINA

(Vigas o columnas de acoplamiento)

a) **Conectores en forma de barras:** es de aplicación 7.1.3.

b) **Conectores en forma de lámina ($d/b > 4$)**: además de las disposiciones correspondientes a los tabiques deben cumplir 7.1.3.2., 7.1.3.3. y 7.1.3.4.

7.1.4.7.- ELEMENTOS CON ABERTURAS

Los esfuerzos en los elementos con aberturas deben ser determinados por un Análisis racional. Según la configuración de las partes que rodean a la abertura será de aplicación 7.1.4.6.

7.1.5.- DIAFRAGMAS (Ej. Losas)

7.1.5.1.- ESFUERZOS PARA EL DIMENSIONADO

A los esfuerzos originados por acciones perpendiculares a su plano se les deben sumar aquellos debidos a su conexión con los sistemas verticales, que se determinarán a partir de las solicitaciones de los distintos sistemas conectados y se mayorarán en 1,25.

7.1.5.2.- DIMENSIONAMIENTO

Se debe verificar la capacidad resistente de las secciones de conexión con los sistemas verticales.

A los requisitos de la norma de hormigón armado para acciones perpendiculares a su plano se agrega la aplicación de 7.1.4. con las siguientes excepciones:

- a) Se exime el cumplimiento de 7.1.4.2.a) y b)
- b) Se exime el cumplimiento de 7.1.4.3.c), la armadura puede ser siempre en una capa.

7.1.5.3.- CONDICIONES DE DIAFRAGMA RIGIDO PARA LOSAS MACIZAS DE HORMIGON ARMADO

Se podrán despreciar las deformaciones por diafragmas formados por losas macizas de hormigón armado sin necesidad de las comprobaciones exigidas en el Cáp. 6 si se cumple **SIMULTANEAMENTE**:

a) La planta forma un polígono convexo que puede inscribirse en un rectángulo de relación de lados mayor/menor ó 3/1. Se admiten apartamientos respecto de esta forma ideal (ángulos entrantes o entrantes intermedias) cuyos lados sean hasta 1/4 del lado menor del rectángulo referido.

b) Las eventuales perforaciones no superan 1/10 del área de la planta, su dimensión no supera 1/3 del lado paralelo y su distancia al borde es mayor o igual que 1/4 del lado paralelo de la planta. Si hay más de una perforación se sumarán las áreas a estos efectos. Si la distancia entre ellas es inferior a 1/6 de la menor dimensión del rectángulo o 1/2 de la mayor dimensión de la perforación menor, deben ser consideradas una sola perforación a los fines de este apartado.

Deben considerarse perforaciones los pasos de ascensores y escaleras.

c) Espesor mínimo:

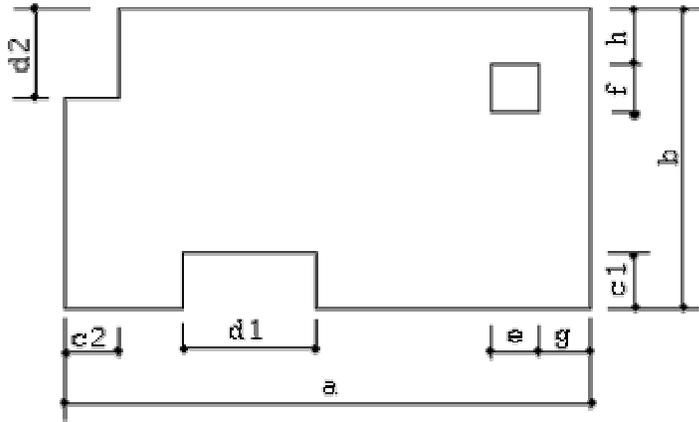
En losas apoyadas en más de dos bordes $e \geq l_o/50$

En losas apoyadas de otros modos $e \geq l_o/30$

l_o = Luz libre de la losa

DI.7.1.5.3 - CONDICIONES DE DIAFRAGMA RÍGIDO PARA LOSAS MACIZAS.

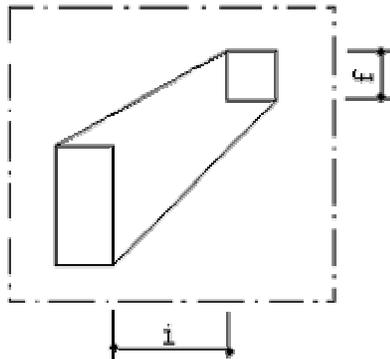
Condiciones relativas al diafragma en conjunto



$$\begin{aligned}
 a/b &\leq 3 & a > b \\
 c1, c2 &\leq b/4 & d1, d2 &\leq b/4 \\
 e &\leq a/3 & f &\leq b/3 \\
 \Sigma e \cdot f &\leq S/10 \\
 g &\leq a/4 & h &\leq b/4
 \end{aligned}$$

S: Área encerrada por el perímetro de la losa

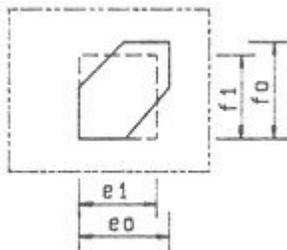
Agujeros muy próximos



Si: $i < b/6$ ó $i < f/2$

Considerar un solo agujero

Agujeros no rectangulares.

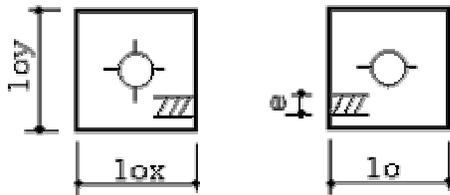


Adoptar un rectángulo de área equivalente y con la misma relación de lados que el rectángulo cuyos lados son paralelos a los de la planta y circunscribe el agujero:

$$e0 / f0 = e1 / f1$$

$$e0 \cdot f0 = S \text{ (Área del agujero)}$$

Espesor mínimo.



Losas armadas en dos direcciones:

$$lo = \text{MIN} (lox, loy)$$

$$e \geq lo / 50$$

Losas armadas en una dirección: $e \geq lo / 30$

7.1.5.4.- CONDICIONES DE DIAFRAGMA RIGIDO PARA LOSAS NERVURADAS O DE VIGUETAS CON O SIN ELEMENTOS DE RELLENO

Además de 7.1.4.3. se debe cumplir:

a) Distancia libre entre nervios: $\frac{1}{l_{ox}} + \frac{1}{l_{oy}} = \frac{1}{12e}$

Donde:

lox , loy son las distancias libres entre nervios en cada dirección.

e = espesor de la capa de compresión (espesor medio si es variable).

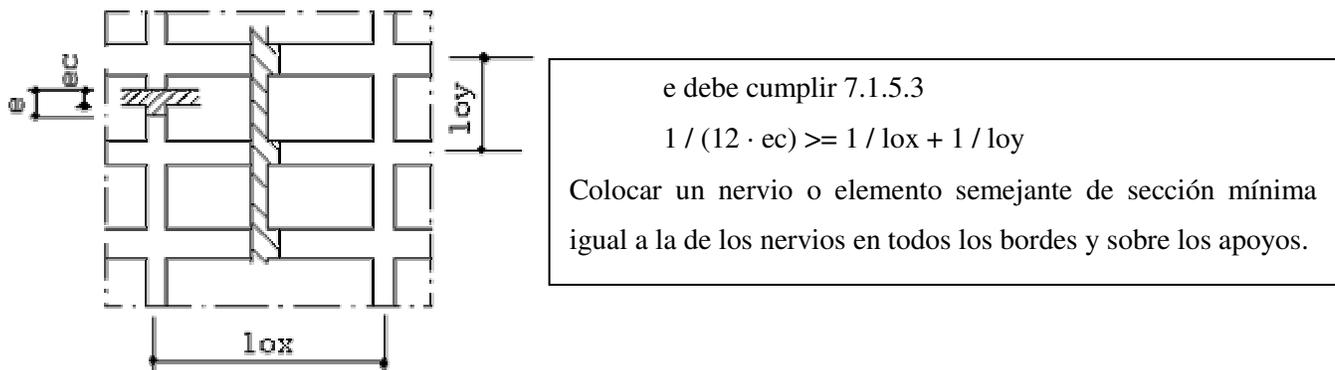
b) La altura total de la losa debe cumplir 7.4.5.3.c.

c) Capa de compresión de hormigón armado.

Se debe colocar una capa de hormigón de 5 cm de espesor, armada con una cuantía mínima según 7.1.4.3. En construcciones de los grupos B o C de hasta 7 m de altura el espesor se podrá reducir a 3 cm.

d) La capa de compresión de hormigón armado podrá formar parte de elementos prefabricados, pero sus uniones, coladas in situ, deben permitir el empalme por yuxtaposición de las armaduras, con una longitud de empalme igual a la especificada en 7.1.1. mayorada por un factor 1,2.

DI.7.1.5.4 - CONDICIONES DE DIAFRAGMA RÍGIDO PARA LOSAS NERVURADAS.



7.1.6.- CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN SIMPLE

Cuando un elemento cualquiera tenga armaduras inferiores a los mínimos establecidos en 7.1.3. ó 7.1.4. se debe considerar de hormigón simple.

Sólo se admite elementos de hormigón simple en muros de espesor (con los significados dados anteriormente):

$$e \geq 15 \text{ cm} \qquad e \geq l_0/15$$

Se deben cumplir las exigencias en cuanto a encadenados establecidos en 7.2.

7.1.7.- CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO

7.1.7.1.- DETERMINACION DE SOLICITACIONES

Para la determinación de solicitaciones de vigas se analizará el caso de acción sísmica vertical hacia arriba con la misma intensidad que la acción horizontal, aplicada solamente sobre las cargas permanentes fijas a la viga.

7.1.7.2.- ARMADURAS CONVENCIONALES EN PIEZAS EN FORMA DE BARRAS

La cuantía geométrica mínima total de armaduras convencionales (pasivas) será 0,15 % Las armaduras pasivas se distribuirán por igual en los dos bordes de la pieza.

7.1.8.- CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Son construcciones en que la totalidad o parte de los elementos son construidos fuera de su emplazamiento definitivo y las tareas de obra son principalmente de montaje y unión.

7.1.8.1.- UNIONES

Las uniones deben ser efectivas en ambos sentidos de la acción sísmica, (vínculos reversibles) en cualquier dirección que se considere. No se admiten vínculos derivados del frotamiento por acción gravitatoria.

a) **Capacidad de deformación de las uniones**

Las uniones serán proyectadas y construidas para admitir una deformación última 20% mayor que la deformación resultante de aplicar el Cáp. 5 y los párrafos anteriores de este Art. 7.1.

b) **Uniones por colado de hormigón**

El diseño de la unión será tal que una vez roto el material de junta sea posible la transferencia de esfuerzo de corte entre las piezas. Si la junta no es armada la tensión tangencial máxima en la unión será $\tau_o \leq 1,75 \tau_{oi}$.

c) **Uniones por insertos metálicos soldados o atornillados**

Los insertos y sus uniones serán dimensionados y anclados en las piezas premoldeadas para desarrollar la capacidad requerida en la unión. El proyecto y ejecución de las partes metálicas se realizarán según 7.3.

d) **Uniones por soldaduras de barras de la armadura**

Las soldaduras tendrán una capacidad 25% mayor que la de las barras unidas y serán proyectadas y ejecutadas según 7.3.

e) **Uniones por yuxtaposición de armaduras.**

Las longitudes de empalme serán incrementadas 25% respecto de las especificadas en 7.1.1. Los empalmes estarán rodeados de las armaduras transversales requeridas por la norma sobre hormigón armado.

f) Cualquiera sea el medio de unión deberá quedar protegido de la corrosión.

En el caso que tal protección se obtenga por medio de hormigón será armado y se respetar n los recubrimientos mínimos.

7.1.8.2.- PIEZAS EN FORMA DE BARRAS

Las uniones de piezas en forma de barra (columnas, vigas, diagonales) tendrán las siguientes limitaciones:

a) No se admiten uniones por colado de hormigón sin armaduras.

b) La capacidad mínima a corte de las uniones debe ser 25% mayor que la capacidad a corte de las piezas unidas.

c) Si $\gamma_{du} = 0,85$ no se admiten uniones en las zonas de formación de rótulas plásticas. Se admiten uniones entre componentes metálicos vinculados a las piezas de hormigón si se cumplen todas las condiciones relativas a las construcciones metálicas (7.3.1.2.a y 7.3.4.), su capacidad es igual a la de las piezas unidas y su longitud permite el desarrollo total de la rotula plástica dentro de la construcción metálica.

d) Si $\gamma_{du} \leq 1,15$ las uniones ubicadas en la zona de formación de rotula plásticas deben tener una capacidad mínima a flexión compuesta igual a la de la pieza unida. No se admiten uniones ubicadas fuera de las zonas de formación de rótulas plásticas deben tener una capacidad mínima 25% mayor que la requerida para la formación del mecanismo de colapso.

e) Si $\gamma_{du} \leq 1,30$ las uniones tendrán una capacidad mínima igual a la de la pieza unida, con un esfuerzo normal mayorado en 25%

7.1.8.3.- PLACAS

Se definen como placas prefabricadas de hormigón armado o pretensado los elementos de dimensiones comparables a la luz de apoyo transversal de los mismos. Se distinguen dos clases de empleo: placas empleadas para formar diafragmas y placas empleadas para formar tabique portantes. En la verificación de las placas y de las juntas se tomarán las respectivas secciones efectivas.

a) Diafragmas rígidos formados por placas

a1) Se aplican todas las exigencias correspondientes a losas del apartado 7.1.5.

a2) Se deben colocar un encadenado perimetral y uno en correspondencia con cada sistema resistente vertical. Estos encadenados serán colados en sitio, su altura debe contener el espesor total de la placa, sus armaduras serán determinadas racionalmente y deben cumplir los mínimos fijados en 7.1.5.2.

a3) En las placas pretensadas se admite omitir la armadura transversal. En ese caso los diafragmas deben verificarse para los esfuerzos determinados a partir de las solicitaciones de los sistemas verticales mayorados en 1,5 y la tensión tangencial máxima en las placas será $\leq 1,75 \tau_{oi}$.

b) Tabique o muros portantes formados por placas

b1) Se aplican todas las exigencias correspondientes a tabiques del apartado 7.1.4., con las modificaciones que resultan de los apartados siguientes.

b2) Se deben colocar encadenados perimetrales y en correspondencia con las losas coladas en sitio. El encadenado debe contener el espesor total de las placas y sus armaduras, determinadas racionalmente, deben cumplir los mínimos de 7.1.5.2.

b3) Se admite el empleo de placas pretensadas sin armaduras transversales y con juntas intermedias coladas en hormigón simple para la construcción de tabiques o muros en construcciones de hasta dos pisos o 7 m de altura máxima si los muros tienen una relación **longitud/ altura total $\geq 1/2$** . En ese caso las juntas y las placas deben verificarse con los esfuerzos resultantes de la aplicación del Cáp. 5 mayorados en 1,5 y las tensiones tangenciales en las juntas y en las placas serán $\tau_o \leq 1,75 \tau_{oi}$.

b4) En todos los otros casos las placas deben tener armadura en ambas direcciones, no se admiten juntas de hormigón simple y los esfuerzos en las juntas, las placas, las uniones y los empalmes de armaduras deben ser verificados para los esfuerzos resultantes del Cáp. 5 mayorados en 1,5.

b5) En todos los casos las armaduras de los encadenados deben verificarse con los esfuerzos resultantes de la aplicación del Cáp. 5 sin mayorar.

c) Otras formas de utilización de las placas.

La utilización de las placas en forma diferentes a las establecidas en los puntos a) y b) será admitida si el sistema constructivo es aprobado por el ITIEM. En la aprobación deber n constar las condiciones de empleo, los procedimientos de verificación y los requisitos constructivos mínimos.

7.2.- MAMPOSTERIA

Los elementos de mampostería deben cumplir las condiciones de calidad correspondientes a las normas IRAM 12518 y 11561 y las disposiciones DIN 1053, con las modificaciones que se expresan en los párrafos siguientes.

7.2.1.- TIPOS DE MAMPOSTERIA

Los elementos de mampostería sólo podrán ser construidos de alguno de los siguientes tipos:

7.2.1.1.- MAMPOSTERIA ENCADENADA

Los muros están formados por paneles encadenados. Los encadenados deben ser de hormigón armado según 7.2.3.1. o equivalentes según 7.2.3.7.

7.2.1.2.- MAMPOSTERIA REFORZADA

Los muros tienen, además de los encadenados indicados en 7.2.1.1., armaduras alojadas en juntas horizontales, verticales o ambas, con una cuantía geométrica mínima $\mu_o \geq 280 \beta_s \%$ y una separación máxima de 50 cm. Las juntas armadas deben mortero tipo 3 exclusivamente (mortero de cemento) Deben ser reforzados todos los muros de espesor menor de 12,5 cm, portantes o no.

7.2.1.3.- MAMPOSTERIA ARMADA

Las armaduras están distribuidas en todo el muro formando una malla, con eventuales concentraciones en los bordes. Las armaduras se deben alojar en juntas o huecos con mortero de cemento (clase 3) u hormigón. Los elementos de mampostería armada deben dimensionarse aplicando los métodos del hormigón armado, sustituyendo la resistencia de cálculo del hormigón por la resistencia de referencia de la mampostería (7.2.3.8.). Podrá considerarse la contribución de componentes de hormigón si su espesor mínimo es 5 cm. En ese caso se sumarán las resistencias de los componentes. Son de aplicación 7.1.3. y 7.1.4. al elemento completo.

7.2.2.- MUROS PORTANTES

Los muros portantes por acciones verticales, horizontales o ambas deben cumplir los requisitos siguientes:

7.2.2.1.- ALTURA MAXIMA

La altura máxima de las construcciones con muros portantes depende del tipo de mampostería y se indica en la tabla siguiente (ver también 7.2.2.2.):

Tipo de Edificio	Tipo de Mampostería		
	Encadenada	Reforzada	Armada
AE	--	--	3m o 1 piso
A	--	7 m o 2 piso	13m o 4 piso
B o C	10m o 3 piso	13m o 4 piso	15m o 5 piso

7.2.2.2.- LIMITACIONES GEOMETRICAS DE LOS MUROS PORTANTES

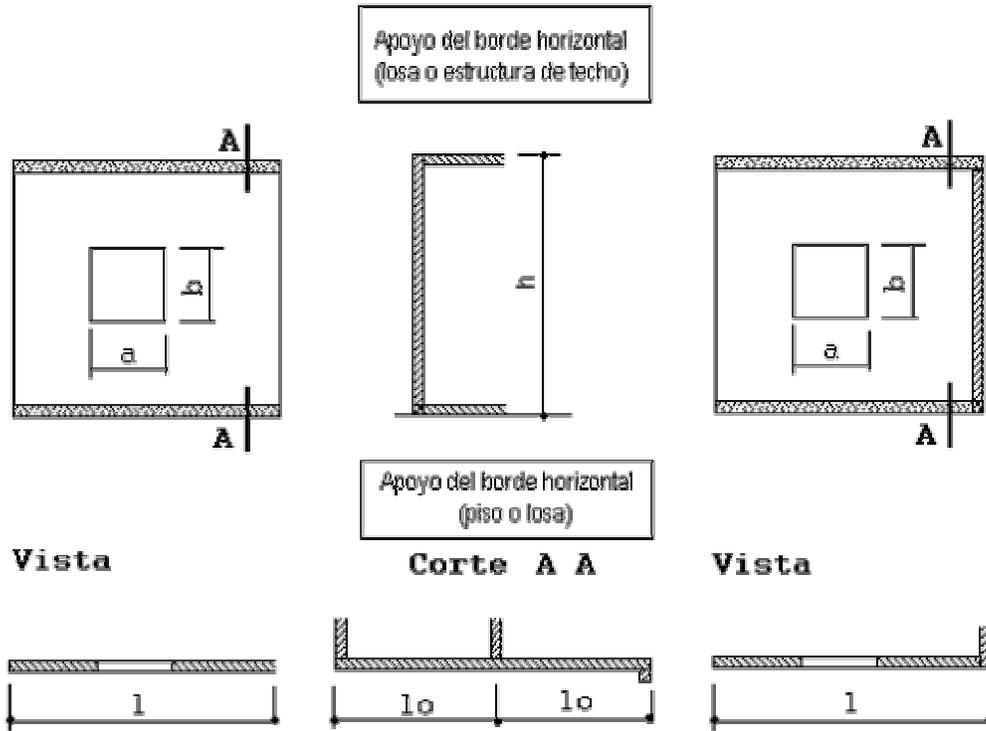
Características	Tipo de Mampostería		
	Encad.	Reforz.	Armada
Espesor mínimo (cm)	17	17	17
Esbeltez (h/l = altura/longitud)			
Muros con dos bordes hz. apoyados	$\leq 2,0$	$\leq 2,0$	$\leq 2,0$
Muros con dos bordes hz. apoyados y un borde vertical (min.) apoyado	$\leq 2,5$	$\leq 2,5$	$\leq 2,5$
Longitud. (m)	$\geq 1,5$	$\geq 1,5$	$\geq 1,5$

Abertura admisibles			
Superficie máxima/ Sup. panel	10%	10%	Debe cumplir 7.1.4.7.
Dimensión máxima/ Dim. // panel	1 / 3	1 / 3	

Muros portantes de espesor menor de 17 cm y hasta 12,5 cm se admiten exclusivamente en construcciones para vivienda de uno o dos pisos si además cumplen las siguientes condiciones:

Características		Tipo de Mampostería	
		Reforzada	Armada
Esbeltez (h/l)		≤ 1	≤ 1
Longitud (m)	Mínima Total:	$\geq 2,5$	$\geq 2,5$
	Entre muros arriostrantes:	$\leq 4,0$	$\leq 4,0$
Como mínimo los dos bordes horizontales deben estar apoyados. No se admiten aberturas.			

DI.7.2.2.2 - LIMITACIONES GEOMÉTRICAS DE LOS MUROS PORTANTES.



Plantas

MURO DE ESPESOR ≤ 17 cm

Esbeltez (h/l)	
Dos bordes horizontales apoyados $h/l \leq 2$	
Dos bordes horizontales y (min) un borde vertical apoyados: $h/l \leq 2,5$	
Longitud (l)	

$$l \geq 1,5 \text{ m}$$

Aberturas admisibles

(Excepto muros de mampostería armada que deben cumplir 7.1.4.7)

$$a \cdot b \leq l \cdot h / 10 \quad a \leq l / 3 \quad b \leq h / 3$$

MURO DE ESPESOR < 17 cm y >= 12,5 cm

Esbeltez (h/l)

Los **DOS** bordes horizontales **DEBEN** estar apoyados

$$h / l \leq 1$$

Longitud (l)

Mínima Total: $l \geq 2,5 \text{ m}$

Entre muros arriostrantes: $l_o \leq 4 \text{ m}$

Aberturas admisibles

No se admiten

7.2.2.3.- MAMPUESTOS ADMITIDOS PARA MUROS PORTANTES

La mínima relación longitud/altura de los mampuestos debe ser 2. Las celdas de los bloques huecos tendrán disposiciones tales que el mortero pueda colocarse tanto en las juntas horizontales como en las verticales. Cuando se admite el relleno parcial de las juntas por lo menos el mortero se debe colocar en 1/5 del espesor del muro a cada lado y simétrico. A los fines de este Código los distintos tipos de mampuestos se clasifican del siguiente modo:

a) **LMC** Ladrillos cerámicos comunes, ladrillos cerámicos macizos semiprensados o prensados.

LMC-A Clase A: Resistencia media 120 kg/cm²

LMC-B Clase B: Resistencia media 75 kg/cm²

b) **BCS** Bloques cerámicos semimacizos, cuya sección maciza neta mínima es 50% de la sección bruta. Los huecos pueden ser horizontales o verticales.

BCS-A Clase A: Resistencia media 120 kg/cm²

BCS-B Clase B: Resistencia media 75 kg/cm²

c) **BCV** Bloques cerámicos con huecos verticales. La sección maciza neta mínima es 40% de la sección bruta. El espesor mínimo de las paredes es 8 mm y la dimensión transversal máxima de las celdas es 5 veces el espesor de la pared.

BCV-A Clase A: Resistencia media 120 kg/cm²

BCV-B Clase B: Resistencia media 75 kg/cm²

d) **BCH** Bloques cerámicos con huecos horizontales. La sección maciza neta mínima es 40% de la sección bruta. El espesor mínimo de las paredes es 8 mm y la dimensión transversal máxima de las celdas es 5 veces el espesor de la pared.

BCH-A Clase A: Resistencia media 120 kg/cm²

BCH-B Clase B: Resistencia media 75 kg/cm²

e) **BHV** Bloques de hormigón con huecos verticales. La sección maciza neta mínima es 40% de la sección bruta. El espesor mínimo de las paredes es 25 mm y la dimensión transversal máxima de las celdas es 6 veces el espesor de la pared.

BHV-A Clase A: Resistencia media 95 kg/cm²

BHV-B Clase B: Resistencia media 50 kg/cm²

f) **BM** Bloques de hormigón macizo, ladrillos sílico-calcáreo o piedras naturales canteadas. Las caras deben tener suficiente rugosidad para permitir la adherencia del mortero.

BM-A Clase A: Resistencia media 120 kg/cm²

BM-B Clase B: Resistencia media 75 kg/cm²

g) **Mampuestos huecos que no cumplen con los requisitos anteriores** en cuanto a sección neta, espesor de paredes y dimensión de las celdas, sólo podrán utilizarse cuando los huecos se rellenen totalmente con mortero de igual composición que el de las juntas. Se debe cumplir 7.2.1.2. si corresponde. El relleno debe realizarse cada 3 hiladas o cada 50 cm de altura como máximo.

h) **Mampuestos no incluidos en los apartados anteriores.** Su utilización es objeto de aprobación especial del ITIEM, que deberá definir las condiciones de empleo.

7.2.2.4.- MORTEROS PARA MAMPOSTERIA

Los morteros admitidos para mampostería son los especificados en la tabla siguiente (dosajes en volumen). En obras de los grupos A o AE sólo se utilizarán morteros clase 2 ó 3.

Clase	Cemento	Cal	Arena
1	1/4	1	3
2	1	1	5 a 6
3	1	-	3

7.2.2.5.- EMPLEO DE DIFERENTES TIPOS DE MAMPUESTOS

Cuando se empleen diferentes tipos de mampuestos en una construcción se tomarán en cuenta los diferentes módulos de elasticidad para cada uno de ellos. No se admite el empleo de mampuestos diferentes en un mismo panel portante o en paneles portantes coplanares y contiguos horizontalmente.

7.2.2.6.- MUROS COMPUESTOS DE VARIAS CAPAS VERTICALES

a) Cada capa debe estar constituida por un solo tipo de componente (hormigón, mampostería, etc.).

b) Se admite que algunas capas sean portantes y otras no.

c) Los encadenados deben colocarse en las capas portantes cumpliendo respecto de ellos el párrafo 7.2.3.

d) Se admite omitir los encadenados en las capas no portantes si estas se vinculan a las capas portantes de modo que transfieran todos los esfuerzos originados por acciones perpendiculares o paralelas al plano del muro y las capas portantes se verifican para las acciones correspondientes al muro completo.

7.2.2.7.- APAREJO DE LOS MUROS

a) Las juntas horizontales deben atravesar totalmente el espesor del tabique de mampostería.

- b) Los mampuestos se colocarán con su cara mayor perpendicular a la dirección de los esfuerzos permanentes.
- c) Todas las juntas (horizontales y verticales) se llenarán totalmente con mortero. En el caso de empleo de bloques con huecos verticales se admite el llenado parcial en dirección perpendicular al plano del muro con la limitación indicada en 7.2.2.3.
- d) Se admite que la separación entre mampuestos macizos exceda el espesor de una junta vertical normal si el espacio resultante se llena completamente con mortero según 7.2.2.3.f.

7.2.2.8.- CAPAS AISLADORAS

Las capas aisladoras o impermeabilizantes deben construirse con materiales y métodos que mantengan la integridad estructural de la mampostería. Las capas de materiales asfálticos que atraviesan el muro no están permitidas.

7.2.3.- ARRIOSTRAMIENTOS O ENCADENADOS

Di.7.2.3.- ENCADENADOS

Los esfuerzos en los encadenados pueden determinarse por aplicación optativa de los siguientes criterios:

a) **Triangulación equivalente.**

Los esfuerzos en el sistema de encadenados podrán determinarse considerando el sistema triangulado formado por los encadenados y las diagonales (articuladas) equivalentes de la mampostería según:

$$A_{eq} = 0,4 \cdot e \cdot E_m / E \cdot (l^2 + h^2)^{1/2} / (l \cdot h)$$

Donde:

A_{eq} = Área de la diagonal equivalente.

e = Espesor del panel de mampostería.

E_m = Módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería.

E = Módulo de elasticidad longitudinal de los encadenados.

h = Altura del panel de mampostería

b) **Métodos para la determinación de armaduras de elementos de hormigón armado.**

En este caso se considerará la sección compuesta: hormigón - mampostería - armaduras, sus diferentes resistencias y sus diferentes relaciones tensión - deformación. Se admite adoptar para la mampostería la ley tensión - deformación del hormigón, multiplicando las tensiones por la relación entre las tensiones de rotura respectivas.

7.2.3.1.- UBICACION

En los muros de mampostería se ubicará un conjunto de arriostramientos o encadenados que dividan y enmarquen a los muros en paneles perimetralmente cerrados. Cada uno de los paneles resultantes tendrá un área máxima de 20 m² y una dimensión máxima de 5 m. En particular se ubicarán, como mínimo:

- a) Arriostramientos verticales en los encuentros de muros y en los bordes de aberturas.
- b) Arriostramientos horizontales a nivel del terreno sobre los cimientos, a nivel de los entrepisos o cubiertas (si son losas podrán integrarse a ellas).

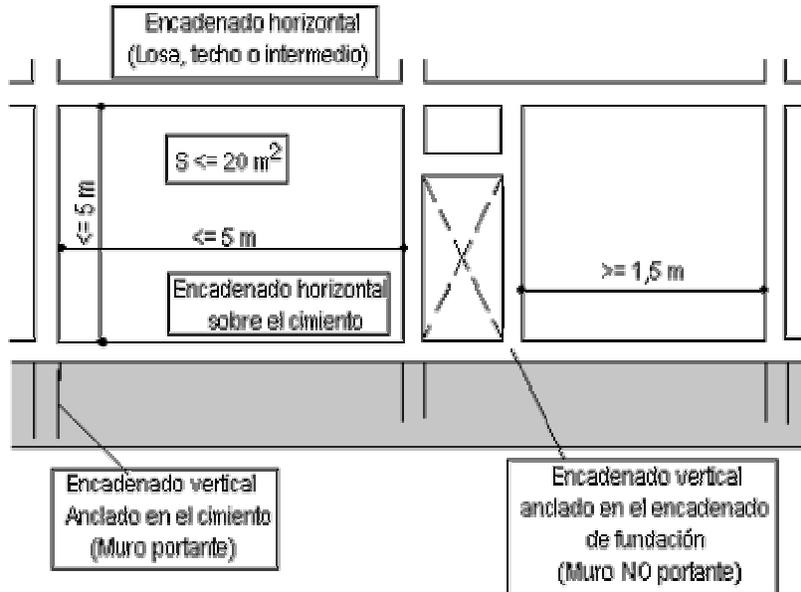
Podrá suprimirse:

c) El arriostramiento que por su posible ubicación diste hasta 1,5 m de otros paralelos ubicados en el mismo panel.

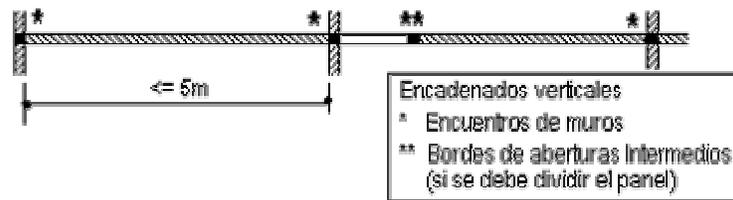
d) El enmarcado de aberturas que tengan hasta 1 m² de superficie y 1,5 m de dimensión máxima. En este caso el dintel y la armadura de antepecho se prolongarán 60 cm a cada lado de la abertura.

Las vigas y columnas que forman la estructura pueden ser consideradas encadenados o arriostramientos si verifican sus requisitos.

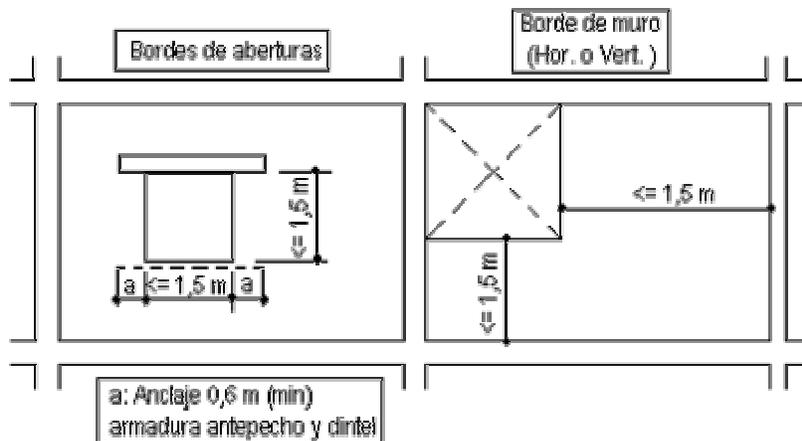
DI.7.2.3.1 - UBICACIÓN DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS O ENCADENADOS.



Vista



Planta



Vista

7.2.3.2.- VINCULACION

Los arriostramientos serán solidarios a la mampostería y estarán vinculados entre sí o a la estructura principal. Los arriostramientos verticales se anclarán por su parte inferior en la viga o encadenado de fundación o en el diafragma de rigidez del piso o entrepiso. Los arriostramientos verticales de los muros portantes se anclarán en el cimiento, dejando entre las armaduras y el nivel inferior del cimiento sólo el recubrimiento necesario.

Los dinteles de aberturas enmarcables se anclarán en los arriostramientos verticales. Las vigas o viguetas de piso, entrepiso o techo se anclarán en vigas o en arriostramientos horizontales de muros.

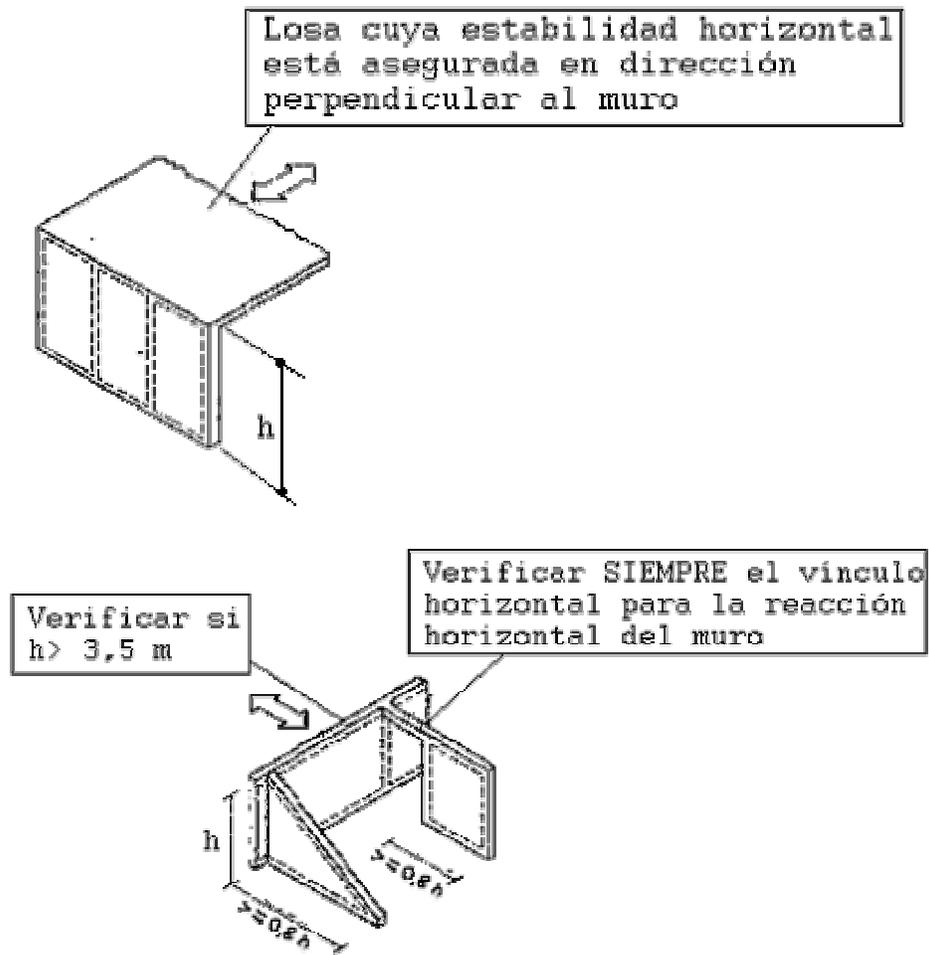
No es necesario verificar la estabilidad transversal por sismos de los paneles de mampostería (4.4.) si:

a) Sus arriostramientos están conectados a la estructura principal o si los arriostramientos verticales están anclados en diafragmas rígidos (losas) o si los arriostramientos horizontales de otro panel perpendicular de dimensiones semejantes (**longitud panel arriostrante/longitud panel arriostrado $\geq 0,8$**) Se admite como paneles arriostrantes contrafuertes triangulares que cumplan la condición anterior.

b) El panel estudiado tiene hasta 3,5 m de altura.

Si se cumplen las condiciones de vinculación (a) pero la altura del panel supera 3,5 m, se deben verificar los encadenados para las acciones transversales correspondientes al área tributaria del encadenado.

DI.7.2.3.2 - VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD TRANSVERSAL EXIMIDA



7.2.3.3.- DIMENSIONES DE ARRIOSTRAMIENTOS DE HORMIGON ARMADO

Los elementos de arriostramiento de hormigón armado serán de sección rectangular. El área mínima de hormigón será: $b = e1 \cdot e2$

Para encadenados en el encuentro de muros $e1$ y $e2$ son los espesores respectivos, en los demás casos $e1$ es el espesor de muro y $e2 = 15 \text{ cm}$.

La dimensión mínima de los arriostramientos será 8 cm o la mitad del espesor del muro más grueso al que está unido si fuera mayor.

7.2.3.4.- ARMADURA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DE HORMIGON ARMADO

a) Cuantía geométrica mínima: $\mu_o = 980 \cdot \gamma_d / \beta_s (\%)$

b) Armadura mínima:

Para acero tipo I ($\beta_s = 2.400 \text{ kg/cm}^2$) 4 Ø 10 y estribos cerrados o espiral Ø 6 c/20 cm

Para acero de otros tipos ($\beta_s > 2.400 \text{ kg/cm}^2$) 4 Ø 8 y estribos cerrados o espiral Ø 4 c/20 cm

c) Anclajes y empalmes según 7.1.1. para barras en tracción siempre con ganchos.

d) Dimensionamiento de las armaduras de encadenados en los muros portantes:

La armadura de los encadenados de los muros portantes será determinada racionalmente. Ver Di.7.2.3.

7.2.3.5.- ARMADURAS EN ANTEPECHOS DE ABERTURAS

En el antepecho de aberturas sin enmarcado se colocará la de la armadura de arriostramiento, en juntas con mortero de cemento ubicada inmediatamente debajo del antepecho. Esta armadura se prolongará 60 cm a cada lado de la abertura.

7.2.3.6.- EJECUCION DE ARRIOSTRAMIENTOS DE HORMIGON ARMADO

Los paneles de mampostería se ejecutarán antes de hormigonar los arriostramientos laterales y superior. No se admite la conexión con elementos hormigonados antes de levantar la mampostería por medio de barras a insertar en juntas entre mampuestos. Las superficies destinadas a entrar en contacto con el hormigón tendrán rugosidad suficiente para garantizar la transferencia de corte entre el encadenado y la mampostería. Ver Di.7.2.3.6.

Di.7.2.3.6.- BORDES DE LA MAMPOSTERIA EN CONTACTO CON HORMIGON ARMADO

Es suficiente la rugosidad propia de los mampuestos si se trata de ladrillos comunes o piedras naturales talladas a mano. Cuando se empleen otros tipos de mampuestos se debe interrumpir la mampostería con un dentado mínimo de 4 cm en cada hilada.

7.2.3.7.- ARRIOSTRAMIENTOS EQUIVALENTES

Se podrán reemplazar los arriostramientos de hormigón armado por otros que posean equivalente resistencia y rigidez a tracción, compresión y flexión y resulten igualmente solidarios a la mampostería. La equivalencia podrá ser demostrada racionalmente, por medio de antecedentes o por ensayos, a satisfacción de la Autoridad de Aplicación.

7.2.3.8.- CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS MUROS

a) Las TENSIONES DE REFERENCIA para los distintos tipos de mampostería se dan en la tabla siguiente en kg/cm².

Descripción	Clase	Tensión	Mortero		
			1	2	3
<i>Ladrillos. cerámicos macizos Bloques cerámicos semimacizos</i>	LCM-A BCS-A	σ_0	30	35	40
		τ_0	3	3,5	4
	LCM-B BCS-B	σ_0	15	20	25
		τ_0	1,5	2	2,5
<i>Bloques cerámicos con huecos verticales.</i>	BCV-A	σ_0	20	25	30
		τ_0	2	2,5	3
	BCV-B	σ_0	12	15	20
		τ_0	1,2	1,5	2
<i>Bloques cerámicos con huecos horizontales.</i>	BCH-A	σ_0	12	15	20
		τ_0	1,2	1,5	2
	BCH-B	σ_0	10	12	15
		τ_0	1	1,2	1,5
<i>Bloques huecos de Hormigón (huecos verticales).</i>	BHV-A	σ_0	12	15	20
		τ_0	1,2	1,5	2
	BHV-B	σ_0	10	12	15
		τ_0	1	1,2	1,5
<i>Bloques macizos de Hormigón, Piedras naturales o Ladrillos Silico-Calc.</i>	BM-A	σ_0	30	35	40
		τ_0	3	3,5	4
	BM-B	σ_0	15	20	25
		τ_0	1,5	2	2,5
<i>Mampostería colocada con mortero u Hormigón.</i>	Relleno $\geq 50\%$	σ_0	25	30	35
		τ_0	2,5	3	3,5
	Relleno $< 50\%$	σ_0	20	25	30
		τ_0	2	2,5	3

b) Si se realizan ensayos de la mampostería a emplear en la obra y control sistemático de calidad durante la ejecución (7.2.3.10.) se aceptará:

$$\sigma_0 = \sigma_m / 2$$

$$\tau_0 = \sigma_m / 20$$

σ_m es la resistencia media a compresión obtenida de los ensayos.

c) Los valores correspondientes a mampostería CLASE A sólo pueden utilizarse si se realiza control sistemático de calidad durante la ejecución.

d) Para los estados de carga que no incluyen acciones sísmicas las tensiones admisibles resultan de dividir las tensiones de referencia (a) por un coeficiente de seguridad mínimo de 2,5.

e) Para los esfuerzos de compresión en muros esbeltos se aplicarán a las tensiones de referencia (a) o admisibles (d) reducciones proporcionales a las especificadas en la norma sobre mampostería (DIN 1053) para esbelteces $H/d > 10$.

f) Capacidad a corte de muros de mampostería encadenada o reforzada (7.2.1.1. ó 7.2.1.2.)

$$T_u = r_0 \cdot e \cdot l + 0,3 \cdot N_u \leq 2 \cdot r_0 \cdot e \cdot l$$

Donde:

e = Espesor del muro sin revoques.

l = Longitud del muro incluido los encadenados de borde.

N_u = Esfuerzo normal simultáneo con el estado de carga en consideración.

g) Capacidad a corte de muros de mampostería armada (7.2.1.3.)

$$T_u = F_{es} \cdot \beta_s + 0,3 \cdot N_u \leq 20 \cdot r_0 \cdot e \cdot l$$

Donde:

F_{es} = Armadura por metro de muro.

7.2.3.9.- VERIFICACION DE MUROS PARA ACCIONES PERPENDICULARES A SU PLANO

Las solicitaciones se determinarán aplicando los procedimientos correspondientes a placas elásticas de iguales geometría y condiciones de vinculación que el muro en cuestión.

Para la verificación de muros sin armaduras se aceptarán tensiones de tracción: $\sigma_z \leq 0,8 \text{ kg/cm}^2$.

Los muros armados se verificarán como losas de hormigón armado, tomando en cuenta la resistencia de los mampuestos en sustitución de la del hormigón.

7.2.3.10.- CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS DE MAMPOSTERIA

a) El control de calidad será obligatorio en los siguientes casos:

Obras tipo A o AE mayores de 150 m².

Viviendas individuales mayores de 300 m².

b) El control de calidad consistirá en el ensayo de compresión según la norma IRAM respectiva de dos probetas (pilas) por cada 20 metros cúbicos o fracción menor de mampostería a ejecutar en la obra.

c) Para justificar el empleo de tensiones mayores que la correspondiente a mampostería Clase A o para la aprobación de mamposterías (7.2.2.3.h) se realizarán ensayos de compresión diagonal o ensayos de muros completos.

La cantidad y las condiciones de los ensayos serán propuestas por el profesional responsable de la aprobación a la Autoridad de Aplicación.

d) Viviendas colectivas, conjuntos o barrios con más de 10 unidades habitacionales. Edificios para comercio o industria con una ocupación superior a 100 personas (determinada según el Código de Edificación).

7.3.- CONSTRUCCIONES METALICAS

Las construcciones metálicas de acero se regirán por las normas especificadas en el presente artículo. A las construcciones de otros metales se les aplicarán por extensión en tanto su comportamiento sea dúctil. Los metales o

componentes metálicos frágiles deben estar vinculados de modo que no sufran deformaciones como consecuencia de la deformación de la estructura.

Para las construcciones de acero rigen las normas CIRSOC 301 y complementarias, con las modificaciones indicadas en los párrafos siguientes. El coeficiente de seguridad mínimo a utilizar para los estados de carga que incluyen la acción sísmica es 1.

Se define como capacidad de una sección o de una unión a la máxima sollicitación o combinación de sollicitaciones que puede alcanzar en estado último. Los valores correspondientes se determinarán sustituyendo las tensiones de fluencia (o coeficiente de seguridad 1) en las expresiones respectivas de la norma. Debe considerarse el módulo de flexión elástico para definir la capacidad en flexión elástico. En el caso de las uniones se aplicarán los factores de reducción indicados en 7.3.1.1. A los fines de este artículo se definen como piezas predominantemente comprimidas aquellas para las que el esfuerzo normal de compresión supera el 30% de la capacidad en compresión simple con la esbeltez de la pieza. Se definen como piezas predominantemente flexionadas a aquellas en que el momento flector supera el 30% de la capacidad de la pieza a flexión simple.

Di.7.3.- CONSTRUCCIONES METALICAS

Las medidas especiales de vinculación para componentes metálicos frágiles están eximidas en los casos siguientes:

- a) Su eventual rotura o caída no afecta a personas o a sistemas vitales para seguridad.
- b) Las deformaciones inducidas por la estructura son menores que el límite elástico o de rotura, según corresponda, del material.

7.3.1.- UNIONES

7.3.1.1.- PARTICULARIDADES RELATIVAS A LOS MEDIOS DE UNION

A los fines de este reglamento la capacidad efectiva de las uniones se determinará con: **$C_u = f \cdot C_{un}$**

Donde:

C_u = Capacidad efectiva de la unión.

f = Factor de reducción según el tipo de unión y de sollicitación.

C_{un} = Capacidad nominal de la unión, determinada por los procedimientos establecidos en la norma con las tensiones de fluencia o coeficiente de seguridad 1.

- a) Uniones con tornillos (ordinarios o calibrados)

Corte $f = 0,9$

Aplastamiento $f = 1$

Tracción $f = 0,8$

- b) Uniones antideslizantes con tornillos de alta resistencia

Corte $f = 1$

Tracción $f = 0,9$

- c) Uniones con remaches

Corte $f = 1$

Aplastamiento	f = 1
d) Uniones soldadas	
Cordones a tope	
Radiografiados 100%	f = 1
Radiografiados 50%	f = 0,9
Sin radiografiar	f = 0,8
Cordones en ángulo o filete	f = 0,7

7.3.1.2.- CAPACIDAD EFECTIVA MINIMA REQUERIDA

a) Estructuras con $\gamma_{du} = 0,85$

La capacidad mínima de cada unión será igual a la de la pieza más débil unida para cada una de las solicitaciones posibles.

b) Estructuras con $\gamma_{du} < 1,15$

La capacidad mínima de cada unión a flexión y esfuerzo normal será igual a las solicitaciones resultantes de la formación del mecanismo de colapso previsto.

c) Estructura con $\gamma_{du} \geq 1,15$

La capacidad mínima a flexión y a esfuerzo normal de las uniones de las piezas predominantemente flexionadas será igual a las solicitaciones en la sección de unión resultante de aplicar las acciones del Capítulo 4 y los métodos del Capítulo 5.

d) Piezas predominantemente flexionadas.

La capacidad mínima de las uniones permitirá desarrollar el esfuerzo de corte último que resulta de 7.3.2.

e) **Sistemas estructurales o piezas predominantemente sometidos a esfuerzo normal** (triangulaciones, reticulados, columnas.).

La capacidad mínima de las uniones será 25% mayor que la capacidad a esfuerzo normal de las piezas.

7.3.2.- SEGURIDAD A CORTE DE LAS PIEZAS

Las piezas estructurales predominantemente flexionadas por la acción sísmica tendrán una capacidad mínima a corte 25% mayor que el esfuerzo de corte necesario para desarrollar las rótulas del mecanismo de colapso previsto. Ver Directriz 7.3.2.).

Di.7.3.2.- SEGURIDAD A CORTE DE LAS PIEZAS

La determinación completa del mecanismo de colapso está eximida si el esfuerzo de corte último se define a partir de la formación de rótulas en la pieza en estudio.

Se define:

Q_u = Esfuerzo de corte último de cálculo (capacidad o corte)

M_u = Capacidad de la pieza en flexión simple o compuesta según corresponda.

l_o = Longitud LIBRE de la pieza

a) **Barras sin carga transversal de sección constante** **$Q_u = 2,5 \cdot M_u / l_o$**

b) **Barras cargadas en las que las rótulas se forman en los extremos para ambos sentidos de la acción sísmica.**

$$Q_u = 2,5 \cdot M_u / l_0 + R_0$$

Donde:

R_0 = Reacción isostática correspondiente al tramo entre rótulas (la mayoría de las dos).

c) **Barras cargadas cuando el momento máximo ocurre en el tramo:**

Se debe determinar la sección crítica en función de la geometría y de las cargas del tramo.

Para el caso de SECCION CONSTANTE Y CARGA UNIFORME q , se tiene: $Q_u = \sqrt{5 \cdot q \cdot M_u}$

7.3.3.- ESTRUCTURAS TRIANGULADAS O CON RIGIDIZACION POR DIAGONALES

7.3.3.1.- LIMITACIONES RELATIVAS A LAS DIAGONALES DE RIGIDIZACION

Las diagonales deberán tener una capacidad a compresión mínima igual al 50% de su capacidad a tracción en los siguientes casos:

- a) Edificios de más de dos pisos.
- b) Construcciones de los grupos A o AE.
- c) Construcciones para industrias o equipamiento industrial con energía potencial gravitatoria ($Q \cdot H$) ≥ 200 tm.
- d) Cuando $\gamma_{du} < 1,3$

7.3.3.2.- PORTICOS FORMADOS POR BARRAS TRIANGULADAS (PORTICOS DE CELOSIAS)

- a) A los efectos del coeficiente de estructura (γ_{du}) serán considerados triangulaciones ($\gamma_{du} \geq 1,15$)
- b) Las barras de alma y los cordones deben cumplir con 7.3.3.1. en todas las zonas donde es posible la inversión de esfuerzos para acciones sísmicas 25% mayores que las establecidas en el Capítulo 4.
- c) Se deben estudiar la resistencia y estabilidad de los nudos.

7.3.3.3.- ESTRUCTURAS DE FUNCIONAMIENTO MIXTO (PORTICOS CON TORNAPUNTAS O JABALCONES O PORTICOS CON TRIANGULACIONES EXCENTRICAS)

Salvo que se aporten resultados de estudios teóricos o experimentales que, a juicio de la Autoridad de Aplicación, garanticen la ductilidad necesaria, se respetarán las siguientes limitaciones.

- a) Sólo se admitirá adoptar $\gamma_{du} < 1,15$ si:

a1) Las piezas o tramos flexionados susceptibles a formar rótulas plásticas tienen una longitud libre mínima 50% mayor que la necesaria para el desarrollo completo de las rótulas.

a2) La capacidad mínima de las piezas en que no se espera la aparición de rótulas plásticas es 25% mayor que la necesaria para la formación de las rótulas en las piezas correspondientes.

- b) Sólo se admitirá adoptar $\gamma_{du} < 1$ si:

b1) Las piezas o tramos flexionados en que pueden formarse rótulas plásticas tienen una luz libre mínima 200% mayor que la necesaria para el desarrollo completo de las rótulas.

b2) La capacidad de las piezas en que no se espera la formación de rótulas plásticas es 25% mayor que la necesaria para la formación de las rótulas en las piezas correspondientes.

b3) El las piezas o tramos susceptibles de formar rótulas plásticas el esfuerzo normal de compresión máximo es el 30% de la capacidad en compresión simple con la esbeltez de la pieza.

Di.7.3.3.3.- ESTRUCTURAS DE FUNCIONAMIENTO MIXTO.

Pórticos con tornapuntas o jabalcones o con triangulaciones excéntricas. Salvo una comprobación teórica o experimental especial, se aceptará que la longitud de la rótula es igual a la altura de flexión de la pieza a cada lado de la sección teórica que puede fluir.

a) Caso de una sección extrema: $l_p = h$

b) Caso de una sección intermedia: $l_p = 2 \cdot h$

7.3.4.- ESTRUCTURAS APORTICADAS

7.3.4.1.- NUDOS

La capacidad de los nudos debe ser suficiente para asegurar la transferencia de esfuerzos entre los cordones concurrentes. Se deben verificar la resistencia (a corte y esfuerzos principales) y la estabilidad (abollamiento) de las chapas de alma de los nudos.

Cuando $\gamma_{du} < 1,0$ la capacidad mínima de los nudos debe ser 25% mayor que la necesaria para asegurar la formación de las rótulas que el mecanismo de colapso requiere.

7.3.4.2.- COLUMNAS

Cuando $\gamma_{du} < 1,0$ se debe cumplir:

a) El esfuerzo normal de compresión máximo será el 60% de la capacidad en compresión simple con la esbeltez de la pieza.

b) La capacidad mínima de las columnas debe ser 25% mayor que la necesaria para que las rótulas plásticas se formen en las vigas.

7.3.5.- ESTRUCTURAS MIXTAS DE METAL Y ALBAÑILERIA

Cuando se empleen sistemas sismo-resistentes metálicos junto a elementos de albañilería (hormigón armado o mampostería) aún cuando estos últimos sean sólo cerramientos, se deberá verificar la estabilidad y resistencia del conjunto y de los elementos de albañilería para las deformaciones que resultan de la aplicación del Capítulo 5. Se exceptúa el caso de apoyo de un conjunto completo metálico sobre una construcción de albañilería.

7.4.- CONSTRUCCIONES DE MADERA

Para las construcciones de madera rigen las Normas DIN 1052 y complementarias, con las modificaciones que se indican en el presente artículo.

7.4.1.- CLASIFICACION DE LAS MADERAS

Las maderas para estructuras se clasifican en:

Grupo 1: Maderas duras

$$g \geq 800 \text{ kg/m}^3$$

Grupo 2: Maderas semiduras

$$800 \text{ kg/m}^3 > g \geq 650 \text{ kg/m}^3$$

Grupo 3: Maderas blandas

$$650 \text{ kg/m}^3 > g \geq 450 \text{ kg/m}^3$$

Grupo 4: Maderas muy blandas

$$g < 450 \text{ kg/m}^3$$

En todo lo referente a tensiones y cargas admisibles el grupo 2 se corresponde con el grupo “Roble y Haya” y el grupo 3 con “Coníferas” de la DIN 1052. La clasificación por grupos de calidad de DIN 1052 (DIN 4074) se extiende a los grupos 1 y 4 con los mismos criterios de clasificación. Para los grupos 1 y 2 sólo se considerará calidad II y para el grupo 4 sólo se considerarán calidad II y III.

Las densidades g corresponden a maderas con 12% de humedad madera seca.

7.4.2.- TENSIONES DE CÁLCULO PARA ESTRUCTURAS DE MADERA

7.4.2.1.- CONDICIONES DE SERVICIO NORMAL

a) Piezas prismáticas (Tensiones admisibles en kg/cm^2)

Solicitud	Grupo 4		Grupo 3			Grupo 2		Gr 2	Gr 1
	M o L		Maciza			Laminada		M/L	M
	III	II	III	II	I	II	I	II	II
1 Flexión	50	80	70	100	130	100	140	110	150
2 Tracción	0	70	0	85	105	85	105	100	120
3 Compresión //	45	70	60	85	110	85	110	100	120
4 Comp. Normal	15	15	20	20	20	20	20	30	60
Comp. Normal ¹	20	20	25	25	25	25	25	40	80
5 Hendimiento	7	7	9	9	9	9	9	10	15
6 Tang. Paralela	7	7	9	9	9	9	12	10	15
7 Módulo E/1000	70	70	100	100	100	100	100	125	150

¹ Siempre que las deformaciones por aplastamiento sean admisibles para el conjunto de las construcciones.

b) Tensiones admisibles para tableros de madera compensada según DIN 1052

c) Medios de unión según DIN 1052.

Para el grupo 1 se adoptarán valores de capacidad 1/3 mayores que los correspondientes al grupo 2. En uniones clavadas la carga admisible por clavo y por sección de corte se limitará a $5 \cdot \sigma_{cp} \cdot d$

Donde:

d = diámetro del clavo en cm

σ_{cp} = Tensión de compresión paralela, tabla 7.4.2.1.a).

Para el grupo 4 se adoptarán valores de capacidad 20% menores que los correspondientes al grupo 3.

d) Sólo se admite el empleo de colas resistentes a la humedad.

e) Se aplican todas las mayoraciones y minoraciones de DIN 1052.

7.4.2.2.- COMBINACION DE ACCIONES QUE INCLUYEN LA ACCION SISMICA

Se utilizará el doble de las tensiones admisibles y capacidades de carga establecidas por 7.4.2.1. para el caso de carga P (H según DIN 1052) con las siguientes limitaciones:

a) Medios de unión:

Las capacidades últimas de los distintos medios de unión resultan de:

$$C_u = 2 \cdot f \cdot C_{up}$$

Donde:

Cu = Capacidad a considerar en condiciones de acción sísmica.

f = Factor de minoración según el tipo de unión.

Cup = Capacidad según 7.4.2.1.c).

a1) Uniones clavadas en diafragmas o paneles de madera compensada (clavos en corte)	
Maderas del grupo 3	f = 0,82
Maderas del grupo 4	f = 0,65
a2) Uniones clavadas en arrancamiento	f = 0
a3) Otras uniones clavadas	f = 1
a4) Uniones con tornillos para maderas o tirafondos en arrancamiento	f = 0,25
a5) Otras uniones con tornillos para madera o tirafondos	f = 0,90
a6) Uniones encoladas	f = 1

b) La capacidad a corte de paneles en tabiques o diafragmas para estados de sollicitación que incluyen la acción sísmica será 1,5 veces la resultante de aplicar 7.4.2.1.

7.4.3.- ESTRUCTURAS TRIANGULADAS O RIGIDIZADAS POR TRIANGULACIONES

Las diagonales pueden construirse con madera o metal.

7.4.3.1.- CAPACIDAD DE LAS UNIONES

En sistemas solicitados por acciones sísmicas la capacidad mínima de las uniones y de los componentes metálicos debe ser igual a la de las piezas unidas.

7.4.3.2.- LIMITACIONES RELATIVAS A LAS DIAGONALES

La capacidad mínima de las diagonales en compresión (con la esbeltez que corresponda) debe ser igual al 50% de la capacidad en tracción en los siguientes casos:

- Construcciones de los grupos A o AE.
- Construcciones de dos o más pisos.
- Construcciones para equipamiento industrial con energía potencial gravitatoria ($Q \cdot H$) > 100 t.
- Cuando $\gamma_{du} < 1,3$

7.4.3.3.- PORTICOS TRIANGULADOS O FORMADOS POR BARRAS TRIANGULADAS

- A los fines de la determinación del coeficiente de estructura serán considerados triangulaciones: $g_{du} \geq 1,15$
- Las barras de alma y los cordones deben tener una capacidad mínima en compresión igual al 50% de su capacidad en tracción en todas las zonas donde es posible la inversión de sollicitaciones para acciones sísmicas 25% mayores que las establecidas en el Capítulo 4.
- La estabilidad y resistencia de los nudos debe ser comprobada.

7.4.4.- PORTICOS DE MADERA

7.4.4.1.- UNIONES Y VINCULOS

La capacidad de las uniones y vínculos debe permitir desarrollar la capacidad a flexión compuesta de las piezas del pórtico.

7.4.4.2.- RESISTENCIA A CORTE DE LAS PIEZAS

La capacidad a corte mínima de cualquier pieza debe permitir desarrollar la capacidad a flexión compuesta de las piezas del pórtico en las secciones necesarias para que el sistema desarrolle el mecanismo de colapso previsto.

7.4.5.- PANELES Y DIAFRAGMAS DE MADERA

Los paneles o diafragmas estarán formados por un revestimiento portante unido a un eventual conjunto de piezas perpendiculares (largueros, travesaños y elementos de borde). Las uniones deben ser eficaces para transmitir los esfuerzos resultantes.

El revestimiento resiste primariamente las tensiones tangenciales en el plano del panel.

Los largueros son las piezas que se extienden sin interrupción en toda la longitud del panel, y los travesaños son los que se interrumpen junto a cada larguero, aún cuando la unión permita transferir los esfuerzos entre uno y otro tramo de travesaños.

7.4.5.1.- LIMITACIONES CONSTRUCTIVAS

a) Construcciones admitidas sin más comprobación que la de su resistencia (7.4.5.2.).

a1) Tablas de madera (mínimo 22 mm x 98 mm) perpendiculares a los largueros, clavadas con 2 clavos 30 mm x 63 mm (mínimo) a cada larguero, con o sin diagonales en el entramado de largueros y travesaños.

a2) Tablas de madera (mínimo 22 mm x 98 mm) diagonales ($45^\circ \pm 5^\circ$) respecto de los largueros, clavadas con un mínimo de 2 clavos (mínimo 30 mm x 63 mm) por larguero. Las diagonales pueden estar en una o en ambas direcciones.

a3) Paneles de madera compensada deben tener travesaños y largueros por lo menos en todas las juntas y el espesor mínimo de la madera compensada es 6 mm.

a4) Paneles de yeso estructural aprobados por la SEDUV (espesor mínimo 12 mm) clavados sobre los largueros y travesaños de madera (mínimo 45 mm x 95 mm) en todas las juntas como mínimo, se admiten solo en viviendas de una planta. Compresión media $\leq 100 \text{ kg/m}^2$ $\tau_{ad} = 1 \text{ kg/cm}^2$

b) Construcciones de otros tipos:

Otros tipos de construcciones pueden ser aceptadas si se aportan resultados teóricos o experimentales suficientes, a juicio de la Autoridad de Aplicación, para definir sus condiciones de aplicación.

c) Limitaciones relativas al entramado:

La distancia máxima entre las piezas del entramado de largueros y travesaños está limitada por las exigencias de estabilidad del revestimiento.

7.4.5.2.- COMPROBACIONES DE LA RESISTENCIA Y DE LA ESTABILIDAD

Para definir la capacidad de los diafragmas y de los paneles se aplicarán los métodos establecidos en la norma DIN 1052. El entramado debe ser dimensionado para soportar los esfuerzos que le transmita el revestimiento para todas las acciones posibles (en o fuera del plano del panel). En el caso de tableros en diagonal se deben tomar en cuenta las componentes perpendiculares al eje de la pieza de borde debidas al esfuerzo de las diagonales.

7.4.5.3.- VINCULACION ENTRE COMPONENTES DE LA CONSTRUCCION

a) Las uniones entre los paneles portantes deben realizarse a través de los elementos del entramado (que pueden, eventualmente, formar parte de ambos paneles adyacentes). Sólo se admite la aplicación de acciones concentradas (ej. apoyo de vigas) en directa correspondencia con un larguero travesaño.

b) Los paneles verticales deben quedar vinculados a la fundación de modo tal que le transfieran eficazmente los esfuerzo de corte y de arrancamiento por vuelco. Como mínimo se colocará un perno de 12 mm ó una fijación de capacidad equivalente en cada extremo, anclada en la estructura de fundación.

c) Las vinculaciones serán diseñadas para proteger los componentes de madera, metal o albañilería de la corrosión o degradación.

7.4.6.- CONSTRUCCIONES MIXTAS DE MADERA O ALBAÑILERIA

Se trata de construcciones en las que la albañilería se emplea junto con la madera en estructuras de elevación. Se excluyen de las limitaciones de este artículo aquellas construcciones en las que la madera se emplea en un sistema constructivo completo apoyado sobre un cuerpo de albañilería. En el Análisis de estas construcciones mixtas se debe tomar en consideración la flexibilidad inherente de las construcciones de madera comparadas con las de albañilería y en particular la flexibilidad de los medios de unión.

7.4.6.1.- SISTEMAS VERTICALES DE RIGIDIZACION

Para los sistemas sismo-resistentes verticales de construcciones mixtas de madera y albañilería se utilizarán muros de mampostería o estructuras de hormigón armado. Sólo se podrá considerar la contribución de estructuras de madera (exclusivamente pórticos o triangulaciones) cuando su rigidez permita limitar las deformaciones a niveles, compatible con la integridad de la mampostería, tanto en el plano de los muros como perpendicularmente a ellos. En la determinación de la rigidez se analizará la flexibilidad de las uniones.

7.4.6.2.- DIAFRAGMAS DE MADERA (ENTREPISOS O TECHOS)

En estas construcciones mixtas los diafragmas serán considerados flexibles salvo en los siguientes casos y siempre que se comprueben su rigidez y su resistencia:

a) Viviendas hasta 2 pisos ó 7 m de altura máxima en las que el diafragma transfiere o distribuye acciones de otros sistemas de madera.

b) Transferencia directa de reacciones de muros de albañilería por medio de esfuerzos axiles en las piezas componentes del entramado en construcciones de hasta 2 pisos ó 7 m de altura máxima.

7.4.6.3.- VERIFICACION DE CONSTRUCCIONES MIXTAS

Cuando se empleen sistemas sismo-resistentes de madera en las construcciones mixtas, el conjunto y los componentes de albañilería serán verificados para las deformaciones resultantes de la aplicación del Capítulo 5.

8.- MODIFICACIONES O REPARACIONES DE OBRAS EXISTENTES

8.1.- ALCANCE

Las disposiciones de este capítulo se aplican exclusivamente a las construcciones existentes cuando en ellas se realicen ampliaciones, reformas, consolidaciones o toda otra obra que modifique la seguridad estructural de la construcción. Las construcciones de de valor histórico según la Autoridad de Aplicación requerirán la intervención de especialistas en el tema de restauración de edificios.

8.2.- DEFINICIONES

Obras Primitivas: La totalidad de la construcción existente antes de la reforma o consolidación, en el estado que se encuentra.

Obra Subsistente: La totalidad o las partes de la obra primitiva que se dejan subsistentes.

Obra Actual: El conjunto de reformas, ampliaciones, consolidaciones, reparaciones, etc. que se realizan como sustitución o adición a la Obra primitiva.

Obra Nueva: El conjunto de obra subsistente y obra actual.

8.3.- PRINCIPIOS FUNDAMENTALES

En el proyecto y ejecución de reparaciones o modificaciones de obras existentes, se deben seguir dos principios fundamentales:

a) Se admiten excepciones a las exigencias de los otros capítulos de este Código para la obra subsistente, con las limitaciones que resultan de los artículos siguientes, cuya tolerancia disminuye a medida que aumentan la importancia de la obra actual y el riesgo de la obra subsistente.

b) La obra nueva debe tener como mínimo la misma seguridad que la obra primitiva y todo elemento reparado debe alcanzar como mínimo la seguridad original.

8.4.- CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES

A los fines de este capítulo las obras se clasifican por su importancia (8.4.1.), por la calidad sismorresistente de la obra primitiva (8.4.2.) y por la capacidad resistente teórica de la obra primitiva (8.4.3.).

8.4.1.- IMPORTANCIA DE LA OBRA ACTUAL

I3: Obras de poca importancia

Cuando el peso **Q** o el valor económico medido por el costo de construcción son menores que el 10% de la obra subsistente y siempre que no afecten los sistemas sismorresistentes.

I2: Obras de mediana importancia

Cuando el peso **Q** o el valor económico medido por el costo de construcción son menores que el 50% de los correspondientes de la obra subsistente y siempre que las alteraciones de rigidez o resistencia de los sistemas sismorresistentes no superen el 10% de los valores originales.

I1: Obras importantes

Todas las excluidas de I1 e I2. Las reparaciones de estructuras dañadas.

8.4.2.- CALIDAD SISMORRESISTENTE DE LA OBRA PRIMITIVA

C1: Obras de buena calidad

Las que han sido proyectadas y construidas conforme a todas las exigencias de este Código y no muestran señales de comportamiento estructural anómalo como fisuras, asentamientos, desplazamientos, deformaciones anormales, etc.

C2: Obras de calidad intermedia

Las que han sido proyectadas conforme a los reglamentos vigentes al momento de su ejecución, tienen sistemas resistentes completos para acciones horizontales (incluidos efectos de torsión), han sido ejecutados prolijamente y no

muestran defectos como fisuras o desplazamientos que evidencien un comportamiento estructural anómalo, o bien, soportaron una intensidad MM VII con defectos leves.

C3: Obras de baja calidad

Las que, proyectadas conforme a este Código presentan averías significativas, su ejecución es defectuosa, o bien en su construcción no se materializaron las hipótesis de funcionamiento estructural supuesto.

C4: Obras de mala calidad

Las que no fueron proyectadas conforme a esta norma y presentan signos de funcionamiento estructural anómalo, cuya ejecución es defectuosa, o bien no tienen un sistema resistente completo. Construcciones de adobe. Construcciones que no se ajustan a los códigos vigentes al momento de su construcción o sin previsiones sismorresistentes.

8.4.3.- CAPACIDAD SISMORRESISTENTE DE LA OBRA PRIMITIVA

Se evaluarán la acción sísmica equivalente, la capacidad de la construcción y el indicador $r = Tu / Fs \cdot 100$

Donde:

Tu = esfuerzo de corte último en la base de la construcción, para una distribución igual a la de Fs, cuando las cargas sísmicas aumentan y las cargas gravitatorias se mantienen.

S1 = Seguridad suficiente	$r \leq 100$
S2 = Seguridad baja	$100 > r \geq 80$
S3 = Seguridad límite	$80 > r \geq 60$
S4 = Seguridad insuficiente	$r < 60$

Las construcciones de adobe quedan incluidas en S4.

Di.8.4.3.1.PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICO LINEAL

Se admite seguir el siguiente procedimiento:

- Determinación de las solicitaciones en cada componente de la estructura conforme al Cap.5.
- Determinación de la capacidad de cada componente aplicando los métodos correspondientes del Cap.7.
- Para cada componente se define: $Ri = Cui / Si$

Donde:

Cui = Capacidad (resistencia última)

Si = Solicitación

En cada componente puede ser necesario calcular r para distintas solicitaciones y en distintas secciones; el valor r del componente será el menor de todos ellos.

- El valor r de la estructura será el menor de todos los de los componentes.

Di.8.4.3.2.- OTROS PROCEDIMIENTOS

Cuando se utilicen otros procedimientos, por ejemplo el Análisis estático no lineal o Análisis dinámico no lineal, el proyectista debe justificar en cada caso las hipótesis y la metodología.

8.5.- EXCEPCIONES ADMITIDAS A LA OBRA SUBSISTENTE

La Autoridad de Aplicación podrá admitir las siguientes excepciones a las exigencias de los Cáp. 4, 5, 6 y 7 exclusivamente para la obra subsistente:

- a) Falta de encadenados en cerramientos de mampostería no portantes, siempre que verifiquen según 4.7.
- b) Falta de encadenado en la intersección de muros portantes.
- c) Encadenados con separaciones mayores que las exigidas en cuanto a dimensiones y superficie máxima del panel enmarcado.
- d) Considera portante aquellos muros que cumplen todos los requisitos excepto la falta del encadenado vertical un borde, si la tensión tangencial máxima no supera el 10% de la tensión normal media debida a las cargas permanentes.
- e) Capacidad resistente de la construcción y evaluación de la resistencia reducida a los límites que se deducen de la aplicación del artículo 8.6.

8.6.- EXIGENCIAS Y COMPROBACIONES PARA LAS DISTINTAS CATEGORIAS

8.6.1.- CONSTRUCCIONES CLASIFICADAS C1

No se admiten excepciones a las exigencias constructivas.

8.6.1.1.- SEGURIDAD S1

- a) Grupos I1 o I2: verificación completa de la seguridad.
- b) Grupo I3
 - b1) Modificación prevista: inspección para comprobar el estado de la construcción.
 - b2) Modificación no prevista: si la excentricidad no aumenta, como b1, si aumenta, verificación completa de la seguridad.

8.6.1.2.- SEGURIDAD S2

- a) Grupos I1 o I2: restitución de la seguridad de proyecto o bien reparación de daños e independización de las ampliaciones.
- b) Grupo I3: restitución de la seguridad de proyecto o bien independización de las ampliaciones.

8.6.1.3.- SEGURIDAD S3

- a) Grupos I1 o I2: reparación de daños y restitución de la seguridad del proyecto.
- b) Grupo I3: como a) o bien reparación de daños e independización de las ampliaciones.

8.6.1.4.- SEGURIDAD S4

Reparación de daños y restitución de la seguridad de proyecto en todos los casos.

8.6.2.- CONSTRUCCIONES CLASIFICADAS C2

Se admiten todas las excepciones mencionadas en 8.5.

8.6.2.1.- SEGURIDAD S2 O S1

- a) Grupo I1: la obra nueva debe tener la capacidad exigida por el Código, considerando la contribución de la obra subsistente.
- b) Grupo I2: como a) o bien ampliaciones independientes.

c) Grupo I3: si la excentricidad teórica aumenta como b). En caso contrario la obra actual debe tener la capacidad exigida por el Código.

8.6.2.2.- SEGURIDAD S3

a) Grupo I1: como 8.6.2.1.a)

b) Grupo I2: reparación de daños y refuerzo hasta alcanzar la capacidad del proyecto original y como mínimo el 80% exigida por el Código.

c) Grupo I3: como I2 o bien ampliaciones independientes.

8.6.2.3.- SEGURIDAD S4

a) Grupo I1: La obra nueva debe tener la capacidad exigida por el Código, considerando la contribución de la obra subsistente.

b) Grupo I2: Como a), o bien como c).

c) Grupo I3: Ampliaciones independientes, con una inversión mínima del 25% del monto de la obra en refuerzo de la obra subsistente, pero no menor que la necesaria para alcanzar el 60% de la capacidad exigida por el Código.

8.6.3.- CONSTRUCCIONES CLASIFICADAS C3

Sólo se admiten las excepciones a), b), c) y e) de 8.5. Como mínimo el 25% de la inversión se destinará al refuerzo de la obra subsistente.

8.6.3.1.- SEGURIDAD S1

a) Grupo I1: Reparación de daños y restitución de la capacidad de proyecto.

b) Grupo I2: Como a), o bien como c).

c) Grupo I3: Reparación de daños y ampliaciones independientes.

8.6.3.2.- SEGURIDAD S2 O S3

a) Grupo I1 o I2: Reparación de daños y restitución de la capacidad exigida por el Código.

b) Grupo I3: Reparación de daños y ampliaciones independientes.

8.6.3.3.- SEGURIDAD S4

a) Grupo I1: Como 8.6.3.2.a).

b) Grupo I2: Como a), o bien como c).

c) Grupo I3: Reparación de daños y refuerzos hasta alcanzar el 60% de la capacidad exigida por el Código, o bien como a).

8.6.4.- OBRAS CLASIFICADAS C4

Sólo se admiten las excepciones a), b), c) y e) de 8.5. Como mínimo el 40% de la inversión se destinará al refuerzo de la obra subsistente.

8.6.4.1.- SEGURIDAD S1

a) Grupo I1: Reparación de daños y ajuste completo al Código, o bien: ampliaciones independientes y programa de sustitución.

b) Grupo I2 o I3: Ampliaciones independientes y reparación de daños, o bien como a).

8.6.4.2.- SEGURIDAD S2

a) Grupo I1: Reparación de daños y ajuste completo al Código, considerando sólo la contribución de elementos no dañados de la obra subsistente.

b) Grupo I2: Reparación de daños y refuerzo hasta alcanzar la capacidad exigida por el Código, considerando la contribución de elementos no dañados de la obra subsistente.

c) Grupo I3: Reparación de daños y ampliaciones independientes, o bien como b)

8.6.4.3.- SEGURIDAD S3

a) Grupo I1: Reparación de daños, refuerzo hasta alcanzar el 100% de la capacidad exigida por el Código, considerando la contribución de elementos no dañados y programa de sustitución, o bien ajuste completo al Código.

b) Grupo I2: Reparación de daños y refuerzo hasta alcanzar el 80% de la capacidad exigida por el Código, considerando la contribución de elementos no dañados y programa de sustitución, o bien ajuste completo al Código.

c) Grupo I3: Reparación de daños y programa de sustitución y ampliaciones independientes, o ajuste completo a la norma.

8.6.4.4.- SEGURIDAD S4

a) Grupo I1 o I2: Ampliaciones independientes, reparación de daños, refuerzo hasta alcanzar el 80% de la capacidad exigida por el Código y programa de sustitución, o bien como 8.6.4.3.a).

b) Grupo I3: Sólo ampliaciones independientes, reparación de daños y refuerzos hasta alcanzar el 60% de la seguridad exigida por el Código y programa de sustitución, o bien ajuste completo al Código

DIRECTRICES PARA EL CUMPLIMIENTO DEL CODIGO DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES

Di.1.- DEFINICION

Las directrices son un conjunto de procedimientos cuya aplicación dentro de los límites que en cada caso se especifican cubre las exigencias del Código. El responsable puede optar por otros procedimientos siempre que justifique su aplicabilidad.

DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL PROCESO DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

