

Recomendaciones sobre diseño  
sismorresistente de estructuras  
de hormigón armado

# Recomendaciones Técnicas

Noemí Maldonado  
Salvador Ivorra  
Amador Terán

<https://doi.org/10.21041/AlconpatInternacional/RecTec/2020-11-sismoresistenciadehormigonarmado>



**ALCONPAT Internacional**

Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y  
Recuperación de la Construcción



## Editores

**Pedro Garcés Terradillos**

Director de Recomendaciones Técnicas  
Universidad de Alicante, España

**Jorge Alberto Briceño Mena**

Subdirector de Recomendaciones Técnicas  
Cinvestav del IPN, Unidad Mérida, México

## Recomendaciones sobre diseño sismorresistente de estructuras de hormigón armado

DOI: <https://doi.org/10.21041/AlconpatInternacional/RecTec/2020-11-sismoresistenciadehormigonarmado>

*Recomendações sobre projeto resistente a terremotos de estruturas de concreto armado*

*Recommendations on earthquake resistant design of reinforced concrete structures*

**Noemí Maldonado**

Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción,  
Sismología e Ingeniería Sísmica  
Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Mendoza Rodríguez  
273 Ciudad, Mendoza, Argentina

**Salvador Ivorra**

Universidad de Alicante. Departamento de Ingeniería Civil.  
Carretera San Vicente; s/n, CP 03690 San Vicente del Raspeig (Alicante), España

**Amador Terán**

Universidad Autónoma Metropolitana,  
Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, Ciudad de México, CP 02200, México

# Recomendación Técnica No. 11

## DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

### OBJETIVO

Esta Recomendación Técnica tiene como objeto establecer reglas generales mínimas que debe cumplir cualquier sistema estructural. Dado lo particular que resulta la respuesta de un sistema estructural individual cuando está sujeta a la acción de una excitación sísmica irrepetible, siempre queda en duda que un cuerpo normativo aplique cabalmente al proyecto particular que se desarrolla. En un contexto así, es necesario plantear estrategias que den certeza en cuanto de la seguridad de un proyecto único e irrepetible que se resuelve alrededor de enormes incertidumbres.

## 1. MARCO CONCEPTUAL

### 1.1. Breve evolución del diseño sismorresistente

La evolución del diseño sismorresistente ha estado asociada a la respuesta de normativas y regulaciones sísmicas a eventos importantes que han generado daños tanto a la población como a los bienes materiales. También ha estado marcada por la incorporación a la construcción del hormigón, el acero y que al ejecutarse en obra se logra optimizar el comportamiento resistente y el monolitismo para resistir cargas y mantener la integridad estructural frente al terremoto.

Las primeras recomendaciones técnicas aparecen durante el último periodo del s. XIX implementadas por las autoridades españolas en Filipinas (1880) e italianas, a pesar de que en estos países ya se habían promulgado otras recomendaciones tras los terremotos de Lisboa (1755) y los de Calabria (1783). Estas recomendaciones han estado basadas en la incorporación de sistemas para absorber las cargas horizontales mediante arriostramientos horizontales y diagonales, tradicionalmente con madera y la reducción de la altura de las construcciones, pues empíricamente se había observado que los edificios menos dañados eran los que disponían de menores alturas. También

se observó que estructuras con mayor masa se habían dañado más que aquellas con menor masa, por lo que algunas recomendaciones plantearon la construcción de estructuras de madera con incluso cerramientos de este material, como es el caso del casco antiguo de Lisboa o el casco antiguo de Estambul. Hasta bien entrado el siglo XX eran recomendaciones técnicas y constructivas las que tratan de prevenir daños en las construcciones, basadas en aspectos constructivos y con poca identificación de la respuesta estructural de las construcciones. En América del Norte las primeras regulaciones de ingeniería sismorresistente se generaron con el terremoto de Long Beach, California en 1933 y en América del Sur con el Código de Edificación de la Ciudad de Mendoza, Argentina en 1920, orientadas todas ellas a controlar el comportamiento de la mampostería inicialmente.

Más adelante, en los años '60 comenzaron a aparecer normativas que implementaban el análisis estructural de pórticos planos sometidos a cargas horizontales que simulaban el efecto del sismo. Estos análisis se efectuaban en rango elástico y lineal.

Blume introduce en 1961 los conceptos de diseño sismorresistente en el hormigón armado incluyendo conceptos de ductilidad a la flexión, diseño de capacidad por corte, requisitos para la continuidad de las armaduras y el uso de estribos de confinamiento. Estos conceptos recién se incorporan a los códigos después del terremoto de San Fernando, California en 1971 en el Código Uniforme de la Construcción (UBC, 1976) y replicado en distintas versiones en el resto del mundo con problemas sísmicos.

Con la mejora de la zonificación sísmica en algunos países, comienza a introducirse en el último cuarto del siglo XX el criterio de espectros de respuesta para simular la acción sísmica siendo este criterio ampliamente adoptado tanto a finales del siglo XX como principios del siglo XXI.

Esta metodología incorporó más tarde modificaciones en el espectro para considerar el comportamiento no lineal de las construcciones, su ductilidad. Junto al cálculo, todas las normativas incorporan recomendaciones relativas a los detalles constructivos en función del material y la geometría de la construcción, todas ellas derivadas de la observación en terremotos precedentes y de los resultados de investigaciones realizadas en laboratorio, entre los que se encuentran varios llevados a cabo en mesa vibradora.

A finales del siglo XX y principios del XXI se ha optado por la prevención del colapso de las construcciones que pueden provocar la pérdida de vidas humanas. Se han establecido los criterios de estados límites: Estado Límite de Servicio o Estado Límite Último, tras el análisis de ambos estados la construcción no puede colapsar. Por consiguiente, el proyecto de las

construcciones sismorresistentes se basa en el control de los potenciales mecanismos de colapso y sobre el respeto de los estados límites. En este caso se ha planteado el análisis estructural no lineal, trabajando con las curvas de demanda sísmica y de capacidad resistente de las construcciones, estas últimas en las que se imponen criterios de ductilidad, tanto para materiales como para configuraciones estructurales y desde luego la redundancia estructural.

En esta última evolución de las normativas y tras la observación de daños importantes generados por los elementos secundarios de las construcciones, como cerramientos, balcones, etc., han aparecido prescripciones específicas para considerar tanto en el cálculo como en detalles constructivos los propios cerramientos para que colaboren o no en el comportamiento estructural de las construcciones.

Los detalles constructivos específicos para las construcciones de hormigón armado se han ido incorporando en las normativas desde sus inicios añadiendo aspectos relacionados con la ductilidad. Se pueden destacar las disposiciones específicas de armaduras longitudinales y estribos en vigas y columnas así como la imposición de vigas descolgadas en forjados frente a forjados planos y la incorporación de sistemas específicos de arriostramientos basados en muros de cortante o cruces de San Andrés.

Más recientemente se comienza a plantear el uso de aisladores de base o sistemas que incrementen el factor de amortiguamiento de la construcción, estos sistemas comienzan a usarse en la construcción de edificios en países con alta sismicidad.

## 1.2. Planteo de la ecuación demanda vs. capacidad

El diseño sísmico se plantea a partir de un balance entre demanda y capacidad. En un proceso iterativo, se establecen primero las demandas que la excitación sísmica impone al sistema estructural y, segundo, los requerimientos de diseño para que este tenga suficiente capacidad:

$$\text{DEMANDA SÍSMICA} \leq \text{CAPACIDAD SÍSMICA} \quad (1.1)$$

La información requerida para un planteamiento pertinente de la Ecuación 1.1 puede agruparse en cuatro categorías:

- Niveles sísmicos de diseño. Es necesario establecer niveles sísmicos de diseño que agrupen, de acuerdo con su intensidad, las posibles excitaciones sísmicas que puedan ocurrir en el sitio de la construcción. Una vez definidos, es necesario plantear una representación numérica (analítica) para cada uno de los niveles, de manera que el diseñador

pueda establecer en contra de qué se diseña la estructura.

- Niveles de desempeño. Es necesario considerar el comportamiento deseado de la estructura para los diferentes niveles sísmicos de diseño. Por lo general se establece en función del daño aceptable en los elementos estructurales, elementos no estructurales y contenidos, que pueden variar según la importancia y función de la estructura. Los niveles de desempeño establecen el marco de referencia que permite entender al diseñador para qué se diseña el sistema estructural.

- Demandas sísmicas. Es necesario identificar, en función del comportamiento deseado, cuáles son las demandas sísmicas relevantes para controlar el daño dentro de los umbrales considerados para cada uno de los niveles sísmicos de diseño. Una vez identificadas, las demandas sísmicas deben cuantificarse por medio de métodos numéricos de análisis estructural.

- Capacidades sísmicas. Una vez establecidas las demandas, es necesario aportar a la estructura capacidades suficientes. Debe enfatizarse que la predicción de las demandas y evaluación de las capacidades no es una tarea fácil. Más allá de la enorme incertidumbre en cuanto a la definición del sismo de diseño y modelado del sistema estructural, las demandas sísmicas en una estructura dependen de sus capacidades (la respuesta de la estructura depende de sus

propiedades estructurales), mientras que las capacidades sísmicas se proveen a la estructura en función de las demandas estimadas. Esto hace que el diseño sismorresistente tenga una naturaleza iterativa.

Es importante entender que el ejercicio pertinente del diseño sismorresistente requiere de una amplia gama de conocimientos y habilidades. Debido a esto, el ingeniero estructural debe recibir entrenamiento de expertos de diversas disciplinas, manejar con soltura conocimientos variados, y crear lazos sólidos entre la teoría y la realidad física y, con base en ello, entender las limitaciones que surgen de modelar un mundo complejo a partir de una serie de representaciones simples. Esto implica entender de que el diseño sismorresistente debe ejercerse con un sentido común que no requieren otras profesiones.

Resulta importante considerar que una norma de diseño establece reglas generales mínimas que debe cumplir cualquier sistema estructural. Dado lo particular que resulta la respuesta de un sistema estructural individual cuando está sujeta a la acción de una excitación sísmica irrepitable, siempre queda en duda que un cuerpo normativo aplique cabalmente al proyecto particular que se desarrolla. En un contexto así, es necesario plantear estrategias que den certeza en cuanto de la seguridad de un proyecto único e irrepitable que se resuelve alrededor de enormes incertidumbres.

### 1.3. Objetivos del diseño sismorresistente

Puede decirse que a nivel mundial hay consenso en cuanto a los objetivos de diseño para las estructuras de ocupación estándar:

- Resistir sin daño niveles menores de movimiento sísmico;
- Resistir sin daño estructural, aunque posiblemente con algún tipo de daño no estructural, niveles moderados de movimiento sísmico;
- Resistir sin colapso, aunque con algún tipo de daño estructural y no estructural, niveles mayores de movimiento sísmico.

Lo anterior implica la correspondencia de tres niveles de desempeño con tres niveles sísmicos de diseño. La definición de esta correspondencia da lugar a los objetivos de diseño. Nótese que

cada uno de los tres criterios de desempeño se plantea en términos de niveles aceptables de daño, y que, para satisfacerlos, los reglamentos suelen establecer que el diseño de estructuras de ocupación estándar debe llevarse a cabo bajo la consideración de un nivel de desempeño y su correspondiente nivel sísmico de diseño (con la suposición implícita de que con ello se satisfacen todos los objetivos de diseño). El nivel de desempeño que normalmente se considera con este propósito es una combinación, en ocasiones poco clara, de seguridad de vida y prevención de colapso.

Existen cuatro propiedades de una estructura sismorresistente convencional que son relevantes para su respuesta dinámica y, por

tanto, para su desempeño sísmico. Tres de éstas, la resistencia lateral, la rigidez lateral y la capacidad de deformación, son propiedades mecánicas que deben diseñarse; la cuarta, la masa reactiva, normalmente no se diseña:

$$\begin{matrix} \text{DEMANDA SÍSMICA} & \leq & \text{CAPACIDAD SÍSMICA} \\ \text{de} & & \text{de} \\ \text{Resistencia} & & \text{Resistencia} \\ \text{Rigidez} & & \text{Rigidez} \\ \text{Deformación} & & \text{Deformación} \end{matrix} \quad (1.2)$$

Existe una interacción importante entre las diferentes propiedades estructurales, de tal manera que el cambio en una de ellas afecta, a veces de manera importante, el valor de las otras. Debido a que la interacción no es fácil de caracterizar, a veces resulta difícil establecer una relación simple entre las diferentes propiedades estructurales, de tal manera que no es conveniente obviar, durante el diseño, algunas de ellas.

Las demandas bajo consideración para el diseño no sólo dependen del nivel sísmico de diseño, sino del nivel de desempeño requerido; esto es, para un nivel sísmico de diseño dado, la Ecuación 1.2 puede arrojar demandas sísmicas y, por tanto, capacidades sísmicas, diferentes. Como ejemplo, considere que los reglamentos por lo general establecen diferentes niveles de demanda sísmica para el sistema estructural en función del nivel de daño que se acepte durante el sismo de diseño. En particular, mientras el nivel de desempeño involucre menor daño estructural, la Ecuación 1.2 establecerá mayores demandas de resistencia para un nivel sísmico de diseño dado, tal como sucede en el caso de estructuras esenciales (como lo es una instalación de salud).

El nivel de daño que una estructura exhibe

después de una excitación sísmica depende de las demandas máximas de desplazamiento, velocidad y aceleración. Como consecuencia de esto, las capacidades del sistema estructural, independientemente del material estructural que se use, deben ser tales que hagan posible el control de la respuesta dinámica dentro de umbrales que sean congruentes con el nivel de daño aceptable para los miembros estructurales, miembros no e3structurales y contenidos. Puede concluirse entonces que las posibles combinaciones de propiedades estructurales establecidas a partir de la Ecuación 1.2 deben diseñarse explícitamente para controlar (rigidez y resistencia) y acomodar (capacidad de deformación), dentro de límites técnicos y económicos aceptables, la respuesta dinámica de la estructura.

En la Tabla 1.1 se presenta el criterio para la definición de niveles de desempeño según el ASCE 41-17, compatibilizado con Vision 2000 (SEAOC, 1995).

En términos de un sistema sismorresistente convencional, los formatos actuales de diseño requieren de la consideración explícita de su resistencia y rigidez, bajo la suposición de que, si se siguen al pie de la letra los requerimientos de diseño, la demanda de deformación lateral no rebasará la capacidad considerada para el sistema. Dado que dichos formatos no consideran la evaluación explícita del desempeño del sistema, no permiten entender si éste ha satisfecho acabadamente los objetivos de diseño. Como consecuencia, se les ha llegado a calificar de prescriptivos y opacos. En las últimas décadas han surgido nuevos enfoques de diseño que, de manera explícita y transparente, hacen posible la personalización de los requerimientos de diseño de acuerdo con las particularidades del sistema estructural y el desempeño requerido para él. Esto se discute en detalle en el punto 7 de estas recomendaciones

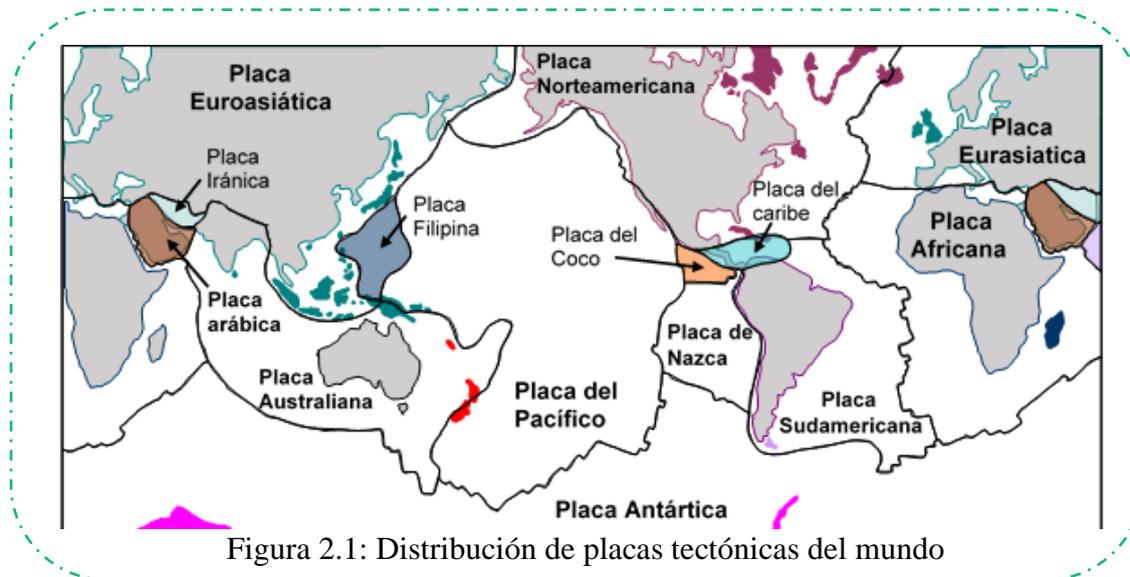
Tabla 1.1 Niveles de desempeño

Nivel de desempeño	Estado de daño	Descripción de los daños
Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicios.
Ocupación inmediata	Leve	Daño estructural despreciable. Daño leve en contenidos y elementos arquitectónicos. Aunque algunos equipos y sistemas no estén operacionales se pueden reiniciar con facilidad. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.

Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en elementos estructurales. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente a cargas laterales. Puede llegar a ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones. Sistemas arquitectónicos, eléctricos y mecánicos están dañados, pero el riesgo de vida de las personas es limitado.
Prevención de colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales, pero elementos portantes a cargas verticales funcionan adecuadamente. Falla extendida de elementos secundarios, no estructurales y contenidos, con riesgo de caída. Puede llegar a ser necesario la demolición del edificio.

## 2. ORIGEN DE LOS TERREMOTOS

Las manifestaciones más habituales de la acción sísmica son los movimientos del suelo denominados sismos o terremotos, generalmente producidos por el movimiento de las placas tectónicas de la corteza terrestre, que se caracterizan por su aparición brusca e incontrolable, lo que produce importantes pérdidas humanas y económicas. Ese movimiento se genera por la liberación de energía en diferentes fuentes: dislocaciones de la corteza terrestre, erupciones volcánicas, subsidencias, deslizamientos para fenómenos naturales o explosiones con intervención humana. Los terremotos originados por los movimientos de las placas tectónicas son de interés para los ingenieros estructurales. La teoría de la deriva continental de las placas identifica en la litósfera 17 placas rígidas. Las principales zonas de actividad sísmica son: la circumpacífica, la mediterránea, la transasiática y el sistema mundial de las dorsales oceánicas. En la primera zona se libera el 85% de la energía generada por los terremotos más destructivos. La Figura 2.1 presenta la distribución de placas y las dorsales principales del mundo.



### 2.1. Planteo de la ecuación demanda vs. capacidad

Según la forma del movimiento entre dos bloques de placas se pueden identificar tres tipos de fallas: fallas transcurrentes (strike-slip fault), fallas inversas (reverse fault) y fallas normales (normal fault) como se presentan en la Figura 2.2. El término dip fault se usa para designar conjuntamente a las fallas inversas y normales. Es de importancia para el diseño sismorresistente identificar el tipo de movimiento de las fallas para asociarlo con los requerimientos estructurales. El movimiento de las fallas genera ondas que se propagan por el suelo o el agua, generando los terremotos o tsunamis respectivamente.

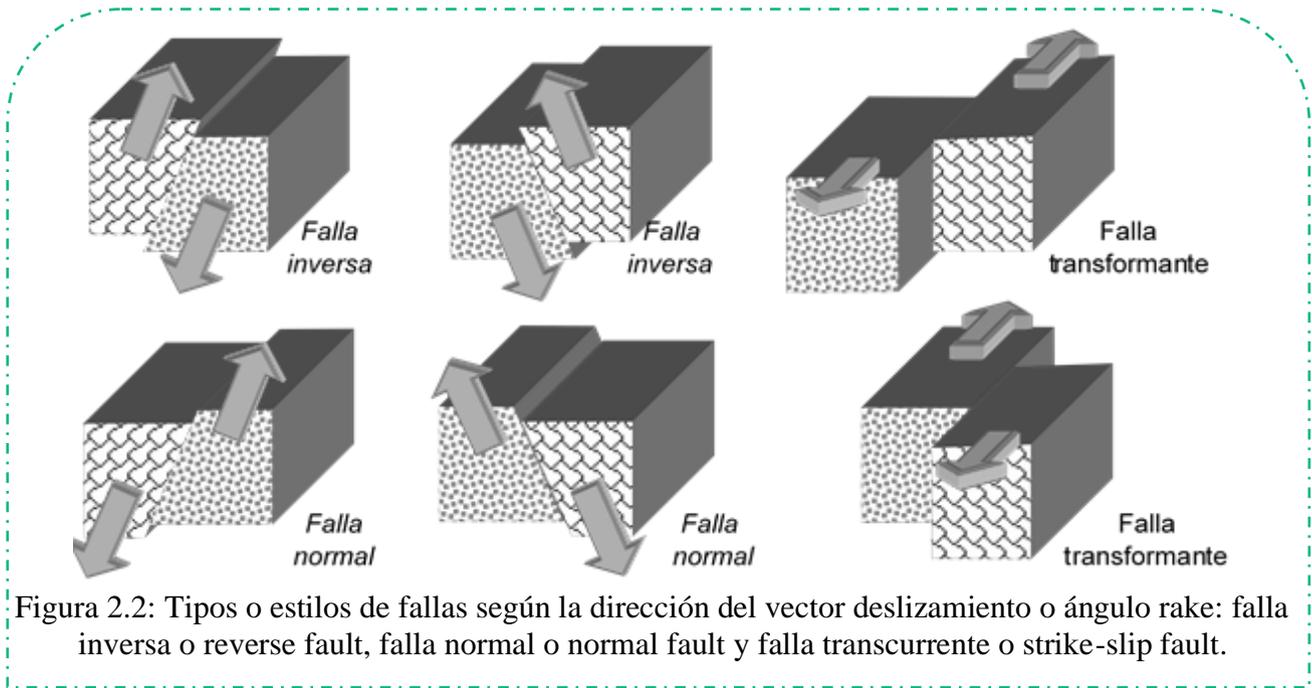


Figura 2.2: Tipos o estilos de fallas según la dirección del vector deslizamiento o ángulo rake: falla inversa o reverse fault, falla normal o normal fault y falla transcurrente o strike-slip fault.

## 2.2. ¿Cómo se miden los terremotos?

Cualquier descripción de la sismicidad requiere de la medida del terremoto, lo que se hace al asociar las propiedades de los terremotos a las zonas sismogénicas. Para expresar esa medida se usan las escalas, que pueden ser cualitativas y cuantitativas. Los parámetros más utilizados son la magnitud y la intensidad.

Magnitud: es una medida precisa, de instrumental, relacionada con la energía que se libera en el hipocentro, cuando se produce un movimiento sísmico independientemente de la ubicación del observador. La magnitud sísmica es una medida basada en datos instrumentales y según el aspecto en que esté basada surgen distintos tipos de escalas. Las principales escalas de magnitud sísmica utilizadas se resumen en la Tabla 2.1.

En cuanto a la relación que vincula la energía liberada en un terremoto con el movimiento del suelo resulta que, en términos generales, la magnitud tiene una dependencia logarítmica con la cantidad de energía liberada. Existe el

fenómeno de saturación de las escalas de magnitud para grandes terremotos, esto es que por la forma en que son determinadas - excepto la magnitud momento - el resto de las escalas se satura para magnitudes altas. Actualmente la escala más adecuada para propósitos científicos e ingenieriles es la magnitud momento designada universalmente por  $M_w$ . Estudios más antiguos usaron la magnitud de las ondas de superficie  $M_S$  para definir la magnitud de terremotos con  $M_S > 6.0$ , mientras que la magnitud local o de Richter  $M_L$  se usó para definir la magnitud de terremotos con  $M_S < 6.0$ . Una comparación de escalas de magnitudes indica que  $M_L$  es aproximadamente igual a  $M_W$  para  $M_L < 6.5$  y que  $M_S$  es aproximadamente igual  $M_W$  para el rango de  $M_S$  comprendido entre 6.0 y 8.0. Así las medidas de magnitudes  $M_L$  y  $M_S$  obtenidas en distintos estudios son consistentes con  $M_w$  sobre el rango de magnitudes de interés ingenieril.

Tabla 2.1. Principales escalas de magnitud sísmica

$M_L$	Magnitud Richter	Logaritmo del desplazamiento de péndulo de un sismómetro del tipo Word-Anderson ubicado a 100 km del epicentro. Es la medida más tradicional de la magnitud.
-------	------------------	--

$M_w$	Magnitud Momento	Basada en el concepto de momento sísmico $M_0$ , es una medida del trabajo realizado por la ruptura: $M_w = (\log_{10} M_0 / 1.5) - 10.7$ , donde $M_0 = \mu AD$ y $\mu$ es la tensión de rotura del material a lo largo de la falla, $A$ es el área de ruptura y $D$ es el desplazamiento medio.
$M_s$	Magnitud de ondas de superficie	Amplitud de las ondas Rayleigh con un periodo de 20 segundos. Usada para terremotos lejanos (>1000 km).
$M_b$	Magnitud de ondas de cuerpo	Basada sobre la amplitud de los primeros ciclos de ondas P. Usada para terremotos de foco profundo.

La magnitud de un terremoto se relaciona con la zona de rotura del evento y los desplazamientos de las fallas. Una falla activa puede generar terremotos de magnitud variable en relación con su longitud. Generalmente la misma falla repite terremotos característicos de magnitud comparable, lo que ha permitido aprender de la historia sísmica.

Intensidad: es una medida de los efectos del terremoto sobre objetos, personas, construcciones y la superficie de la tierra. Son escalas discretas y se designan con números romanos.

La escala más utilizada para cuantificar la intensidad es la escala de "Intensidad de Mercalli Modificada (IMM)". La misma fue propuesta originalmente por Mercalli en 1903 y modificada posteriormente en 1931. Esta versión con algunas adaptaciones e información complementaria es la que hoy se utiliza (Tabla 2.2). La escala de intensidad intenta reflejar los

efectos (o nivel de los daños) que un determinado terremoto provoca en determinados lugares; por lo tanto, un mismo terremoto tiene distintas intensidades para distintos sitios donde fue percibido y, en general, decrece a medida que se aleja del epicentro. La Escala de Mercalli Modificada tiene doce grados (I a XII); en ella el grado I corresponde a una intensidad imperceptible para el ser humano y el grado XII corresponde a una destrucción total. Esta misma escala, pero adaptada en función de distintos parámetros asociados a las construcciones es la denominada Escala Macrosísmica Europea (EMS-98) y es la que actualmente está vigente en Europa. Puede decirse que su determinación es subjetiva pues pone en juego la sensibilidad y atención con que las personas captan los efectos de un sismo; esto es, cómo valoran los efectos y daños producidos por dicho sismo.

Tabla 2.2. Relación entre IMM y los efectos que produce el terremoto

Intensidad Mercalli Modificada	Efectos
I	No sentido, excepto por algunas personas bajo circunstancias especialmente favorables.
II	Sentido sólo por muy pocas personas en posición de descanso, especialmente en los pisos altos de los edificios. Objetos suspendidos pueden oscilar delicadamente.
III	Sentido muy sensiblemente en interiores, especialmente en los pisos altos de los edificios, pero mucha gente no lo reconoce como un terremoto. Automóviles parados pueden balancearse ligeramente. Vibraciones como al paso de un camión. Duración apreciable.
IV	Durante el día sentido en interiores por muchos. Al aire libre por algunos. Por la noche algunos se despiertan. Platos, ventanas, puertas agitadas; las paredes crujen. Sensación como si un camión pesado chocara contra el edificio. Automóviles parados se balancean apreciablemente.
V	Sentido por casi todos, muchos se despiertan. Algunos platos, ventanas y similares rotos.

<b>Intensidad Mercalli Modificada</b>	<b>Efectos</b>
	Grietas en el revestimiento en algunos sitios. Objetos inestables volcados. Algunas veces se aprecia balanceo de árboles, postes y otros objetos altos. Los péndulos de los relojes pueden pararse.
VI	Sentido por todos, muchos se asustan y salen al exterior. Algún mueble pesado se mueve. Algunos casos de caída de revestimientos y chimeneas dañadas. Daño leve.
VII	Todo el mundo corre al exterior. Daño insignificante en edificios de buen diseño y construcción. Leve a moderado en estructuras corrientes bien construidas. Considerable en estructuras pobremente construidas o mal diseñadas. Se rompen algunas chimeneas. Notado por personas que conducen automóviles.
VIII	Daño leve en estructuras diseñadas especialmente. Considerable en edificios corrientes sólidos con colapso parcial. Grande en estructuras de construcción pobre. Paredes separadas de la estructura. Caída de chimeneas, rimeros de fábricas, columnas, monumentos y paredes. Muebles pesados volcados. Eyección de arena y barro en pequeñas cantidades. Cambios en pozos de agua. Conductores de automóviles entorpecidos.
IX	Daño considerable en estructuras de diseño especial. Estructuras con armaduras bien diseñadas pierden la vertical. Daños grandes en edificios sólidos con colapso parcial. Los edificios se desplazan de los cimientos. Grietas visibles en el suelo. Tuberías subterráneas rotas.
X	Algunos edificios bien construidos en madera destruidos. La mayoría de las obras de estructura de ladrillo, destruidas con los cimientos. Suelo muy agrietado. Carriles torcidos. Corrimientos de tierra considerables en las orillas de los ríos y en laderas escarpadas. Movimientos de arena y barro. Agua salpicada y derramada sobre las orillas.
XI	Pocas o ninguna obra de albañilería queda en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el suelo. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio. La tierra se hunde y el suelo se desliza en terrenos blandos. Carriles muy retorcidos.
XII	Destrucción total. Se ven ondas sobre la superficie del suelo. Líneas de mira (visuales) y de nivel deformadas. Objetos lanzados al aire.

El análisis probabilístico de amenaza sísmica proporciona una estimación probabilista del peligro sísmico basada en estudios geológicos y sismológicos. Es probabilístico en el sentido de que el análisis tiene en cuenta las incertidumbres en el tamaño y la ubicación de los terremotos y los movimientos de tierra resultantes que podrían afectar a un sitio en particular.

El peligro sísmico a veces se describe como la probabilidad de ocurrencia de alguna característica particular de un terremoto (como la aceleración máxima del terreno). Por razones estadísticas, estas probabilidades cubren un rango de valores, y debido a que el peligro implica que los valores sean mayores de lo esperado, se aplica la palabra "excedencia". El análisis probabilístico utiliza cinco pasos

básicos para caracterizar el probable peligro sísmico: 1) identificación de la fuente sísmica o fallas, 2) caracterización de tasas anuales de eventos sísmicos, 3) desarrollo de relaciones de atenuación, 4) caracterización de efectos de sitio, y 5) combinación para determinar el peligro específico del sitio.

Hasta la década de 1990, los códigos de construcción sismorresistente en la mayoría del mundo usaban un solo mapa que dividía un país en zonas sísmicas numeradas (0,1,2,3,4) en las que a cada zona se le asignaba un único valor de aceleración en % g que se usaba para determinar las cargas sísmicas en la estructura.

El movimiento sísmico se puede caracterizar por los valores máximos del movimiento del suelo (PGA o peak ground acceleration), carácter impulsivo, duración, energía y contenido de frecuencia, variación de la aceleración o velocidad y respuesta de la estructura a ese movimiento. La medida más comúnmente usada es el espectro de respuesta elástica. El espectro de respuesta elástica es un gráfico que muestra la respuesta máxima de un oscilador visco-lineal-elástico de 1 grado de libertad en función de su periodo de vibración y un factor de amortiguamiento fijo. Para la construcción de este gráfico se repite el proceso para todos los periodos propios y diversos valores del factor de amortiguamiento de interés. Habitualmente este gráfico se suele representar en términos de aceleración.

Para definir la acción sísmica, la mayor parte de las normativas de construcciones sismorresistentes recogen este espectro como un espectro elástico idealizado de diseño normalizado cuyos parámetros se definen en función de la zonificación sísmica, los efectos de sitio, las características de rigidez del suelo donde se sitúa y del factor de amortiguamiento, entre otros parámetros.

Actualmente, el análisis probabilístico generalmente se representa en mapas de valores máximos del movimiento del suelo en términos de un porcentaje de probabilidad de excedencia en un número específico de años.

Para caracterizar el movimiento sísmico se puede aplicar la probabilidad de la amenaza considerando 4 niveles (SEAO Vision 2000, ASCE):

- **Nivel 1:** Sismo de servicio. Sismo frecuente y de baja intensidad. Es el

movimiento cuya probabilidad de excedencia es de 50% en 30 años, con un periodo de retorno de 43 años.

- **Nivel 2:** Sismo ocasional. Sismo de mediana intensidad. Es el movimiento cuya probabilidad de excedencia es de 50% en 50 años, con un periodo de retorno de 72 años.
- **Nivel 3:** Sismo de diseño. Sismo de intensidad moderada a severa que se espera que ocurra al menos una vez durante la vida útil de la estructura. Es el movimiento cuya probabilidad de excedencia es de 10% en 50 años, con un periodo de retorno de 475 años.
- **Nivel 4:** Sismo máximo considerado. Sismo de intensidad severa y baja probabilidad de ocurrencia. Es el movimiento cuya probabilidad de excedencia es de 10% en 100 años, con un periodo de retorno de 950 años.

Con estos datos se puede obtener el espectro de peligro uniforme que corresponde a la intensidad espectral con una probabilidad de excedencia uniforme para un determinado periodo, definido para cada nivel considerado. Este espectro suele ser conservador y puede usarse para generar registros sintéticos de aceleración del suelo.

También puede utilizarse un análisis mediante el método determinístico de peligro sísmico, identificando un escenario sísmico en una ubicación específica. Kramer (1996) describe este proceso en 4 pasos: 1) identificación y caracterización de todas las fuentes capaces de producir un registro sísmico considerable; 2) calcular la distancia entre la fuente y el sitio para cada fuente identificadas; 3) seleccionar el evento controlador en términos de magnitud y distancia al sitio y 4) definir el peligro sísmico asociado al evento controlador (PGA, PGV, etc).

Los riesgos de terremotos pueden afectar la selección y planificación del sitio, y el proceso para la identificación del sitio y los factores regionales que impactan el diseño sísmico. La selección del sitio generalmente está determinada por los costos iniciales de la tierra, los criterios de uso de la tierra, como la zonificación, la proximidad al transporte y la infraestructura de servicios públicos. Los factores adicionales de ubicación del sitio que

deben considerarse incluyen las condiciones ambientales, topográficas y geotécnicas del sitio que afectarían el comportamiento del

edificio y los factores que influyen en los criterios de diseño estructural que afectarían los costos y el comportamiento.

## 3. EFECTOS DEL SISMO SOBRE LAS ESTRUCTURAS

### 3.1. Fuerzas de inercia

Durante un sismo, un edificio apoyado en el suelo experimentará movimiento en su base. Debido a la Primera Ley de Newton o Ley de inercia que establece si sobre un cuerpo no actúa ningún otro, este permanecerá indefinidamente moviéndose en línea recta con velocidad constante (incluido el estado de reposo, que equivale a velocidad cero); las fuerzas de inercia se crean dentro de un objeto cuando una fuerza externa intenta hacer que se mueva si está en reposo o cambia su velocidad o dirección de movimiento si se está moviendo. La fuerza inercial nos remite a la física y a la Segunda Ley del Movimiento de Newton o Principio fundamental de la dinámica ya que cuando un edificio se mueve, está sujeto a fuerzas inerciales y debe obedecer esta ley como si fuera un avión, una nave o un atleta. Esta segunda ley de Newton establece que la fuerza neta aplicada ( $F$ ) sobre un cuerpo es proporcional a la aceleración ( $a$ ) que adquiere dicho cuerpo. La constante de proporcionalidad es la masa del cuerpo ( $m$ ), de manera que se puede expresar la relación como:

$$F = ma \quad (3.1)$$

Tanto la fuerza como la aceleración son magnitudes vectoriales, es decir, tienen, además de un valor, una dirección y un sentido. Por lo tanto, a mayor masa hay una mayor fuerza de inercia, de tal manera que por lo general los edificios más livianos soportan mejor el terremoto. La aceleración, o la tasa de cambio de la velocidad de las ondas que ponen el edificio en movimiento, determina el porcentaje de masa o peso del edificio que debe tratarse como una fuerza horizontal.

La aceleración se mide en términos de la aceleración debida a la gravedad o  $g$ . Un  $g$  es la tasa de cambio de velocidad de un cuerpo en

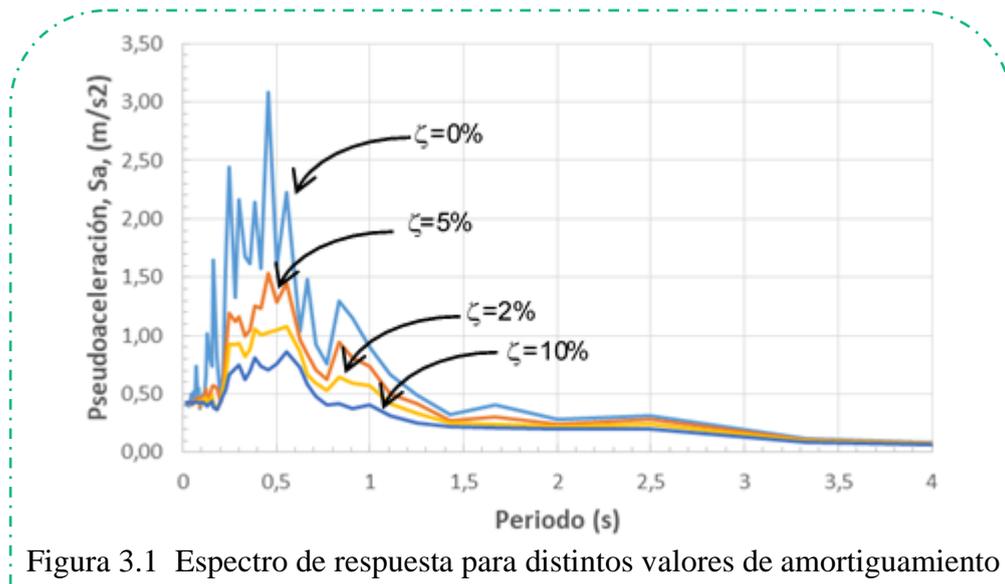
caída libre en el espacio. Esta es una velocidad 9,8 m por segundo por segundo. Cuando los paracaidistas están en caída libre experimentan una aceleración de 1  $g$ . Un edificio en un terremoto experimenta una fracción de las fuerzas de  $g$  en una dirección antes de que cambien de dirección; en cambio el cuerpo humano es muy sensible y puede sentir aceleraciones tan pequeñas como 0.001  $g$ .

Debido a la fórmula de fuerza inercial, la aceleración es un factor clave para determinar las fuerzas en un edificio, pero una medida más significativa es la de la aceleración combinada con la duración, que tiene en cuenta el impacto de la acción sísmica a lo largo del tiempo. En general, una serie de ciclos de aceleración moderada, sostenida a lo largo del tiempo, puede ser mucho más difícil de soportar para un edificio que un solo pico mucho más grande. Las sacudidas continuas debilitan la estructura del edificio y reducen su resistencia al daño del terremoto.

A partir de la Primera Ley de Movimiento de Newton, aunque la base del edificio se mueve con el suelo, el techo tiende a permanecer en su posición original. Pero como las paredes y las columnas están conectadas a él, arrastran el techo con ellas. En el edificio, ya que las paredes o columnas son flexibles, el movimiento del techo es diferente al del suelo. Asociados con la aceleración, se puede determinar la velocidad de las ondas sísmicas y el periodo natural de vibración del terreno, generalmente muy relacionados con el tipo de suelo donde se implante el edificio, datos que se reflejan en los espectros de diseño. Los reglamentos sismorresistentes proporcionan espectros de diseño normalizados simplificados para las construcciones comunes. Estos espectros de respuesta permiten al ingeniero

identificar las frecuencias para las cuales los edificios alcanzarán las aceleraciones máximas. Una característica importante de la estructura es el factor de amortiguamiento ( $\zeta$ ) o medida de la disminución de la amplitud por efecto de un movimiento vibratorio debido a la fricción interna y la capacidad de disipar energía de la

construcción en su rango lineal de comportamiento, lo que produce que las aceleraciones en el sistema estructural aumenten considerablemente conforme el amortiguamiento disminuye (Figura 3.1). Para estructuras de hormigón armado generalmente los reglamentos utilizan un amortiguamiento del 5%.



### 3.2. Efecto de las deformaciones en las estructuras

La fuerza de inercia experimentada por el techo se transfiere al sistema suelo/cimentación a través de las columnas, generando fuerzas en las columnas. Estas fuerzas generadas en las columnas también se pueden entender de otra manera. Durante la sacudida del terremoto, las columnas experimentan un movimiento relativo entre sus extremos. Este movimiento se mide desplazamiento  $u$  entre el techo y el suelo. Pero, dada una opción libre, las columnas podrían volver a la posición vertical recta, es decir, las columnas resisten las deformaciones. En la posición vertical recta, las columnas no llevan fuerza sísmica horizontal a través de ellas. Pero, cuando se ven obligados a doblarse, desarrollan fuerzas internas. Cuanto más grande es el desplazamiento horizontal relativo  $u$  entre la parte superior e inferior de la columna, mayor es esta fuerza interna en las columnas (Figura 3.2). Además, cuanto más rígidas son las columnas (es decir, más grande es el tamaño de la columna), mayor es esta fuerza. La fuerza de

rigidez en una columna es la rigidez de la columna multiplicada por el desplazamiento relativo entre sus extremos. Este fenómeno se presenta para el campo elástico, pero es aplicable cuando el sistema desarrolla comportamiento no lineal también.

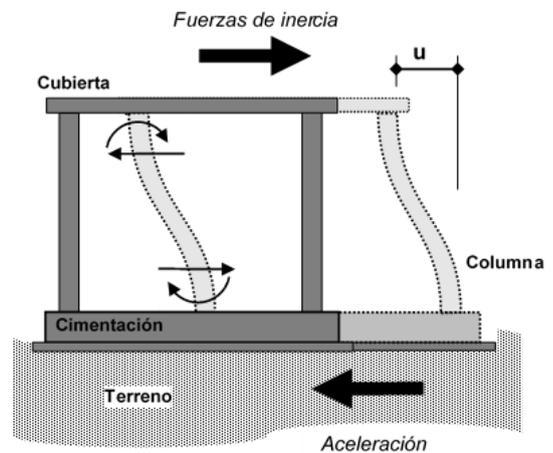
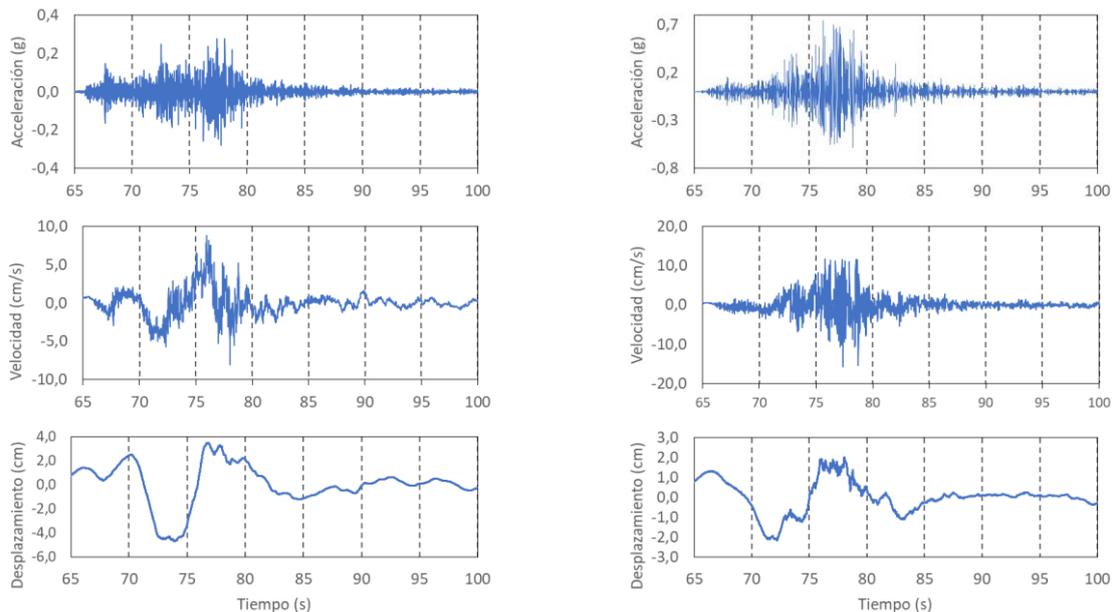


Figura 3.2. Deformación de columnas frente al movimiento sísmico

### 3.3. Efecto de las deformaciones en las estructuras

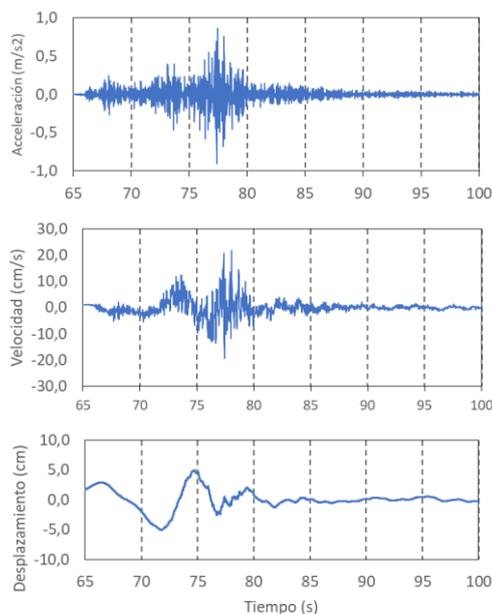
El terremoto provoca sacudidas del suelo que los instrumentos registran en tres direcciones independientes, a lo largo de las dos direcciones horizontales (X e Y) y la dirección vertical (Z)

como se presenta en el registro de la Figura 3.3. Además, durante el terremoto, el suelo tiembla, se mueve hacia adelante y hacia atrás ( $\pm$ ) a lo largo de cada una de estas direcciones X, Y y Z.



(a)

(b)



(c)

Figura 3.3 Aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo de la estación Torpederas, Chile durante el Terremoto de 2017 de Valparaíso, Chile. (a) Dirección horizontal Este (b) Dirección horizontal Norte (c) Dirección vertical.

Todas las estructuras deben diseñarse para soportar las cargas de gravedad, es decir, diseñarse por lo menos para una fuerza igual a la masa  $m$  (esto incluye la masa debido al peso

propio y las sobrecargas) por la aceleración debida a la gravedad  $g$  que actúa en la dirección vertical hacia abajo ( $-Z$ ). La fuerza hacia abajo  $m \cdot g$  se llama carga gravitatoria. La aceleración

vertical durante la sacudida del suelo se suma o resta de la aceleración debida a la gravedad. Debido a los factores de seguridad que se utilizan en el diseño de estructuras para resistir las cargas de gravedad, la mayoría de las estructuras tienden a ser adecuadas contra el movimiento vertical, pero hay suficiente experiencia de la necesidad de dimensionar estructuras como balcones, vigas de grandes luces o con pilares apeados, o tanques elevados ante esta sollicitación generada por el terremoto. Sin embargo, el movimiento horizontal a lo largo de las direcciones X e Y sigue siendo una preocupación. Las estructuras diseñadas para cargas de gravedad suelen no ser capaces de soportar de manera segura los efectos del movimiento horizontal de un terremoto. Por lo tanto, es necesario garantizar la adecuación de las estructuras frente los efectos de fuerzas horizontales.

El estudio de los problemas de configuración estructural constituye una especialidad dentro del diseño estructural de la ingeniería sísmica. Debe hacerse énfasis en que, debido a su complejidad, y a su estrecha relación con el planteamiento espacial y formal de la construcción, los problemas de configuración deben ser enfrentados desde la etapa de definición preliminar del esquema espacial del edificio, es decir desde la etapa misma del proyecto del edificio y en toda la etapa de diseño formal y estructural.

Debida a la infinita variación de irregularidades que pueden existir, es evidente la no practicidad de establecer parámetros definidos y reglas razonables en un reglamento. La Structural Engineers Association of California (SEAOC),

ha realizado ediciones de “Recommended Lateral Force Requirement and Commentary”, desde 1959, donde se indican estructuras irregulares o sistemas de pórticos, como ejemplos de diseños irregulares donde para ellos se solicitan análisis dinámicos adicionales. Los datos sobre riesgo y prácticas de uso del suelo varían de un país a otro y aún dentro del mismo país. El documento disponible para conocer los niveles de peligro sísmico se encuentra generalmente en los reglamentos, en los mapas de zonificación sísmica, que según el país puede tener más o menos desarrollo. Por ejemplo, en California, Estados Unidos incluyen no solo la zonificación de la amenaza sísmica, sino mapas de fallas y valoración del efecto sísmico según su cercanía. Un estudio profundo de las características del sitio y del suelo son imprescindibles para un adecuado diseño sismorresistente. Estas exigencias aumentan cuando existen deslizamientos potenciales de terrenos no consolidados y se requieren estudios especiales cuando se trata de zonas de licuación de suelo y costas (tsunamis y seiches).

Distintas características del movimiento del suelo afectan las estructuras y también determinados atributos de la construcción pueden modificar la forma en que el edificio responda al movimiento del suelo. La interacción del movimiento del suelo y el edificio determina el comportamiento sísmico: si no sufre daño, si sufre daños menores, si sufre daños que lo inutilicen por días, semanas, meses o si puede colapsar con pérdidas de vida como se evalúa en la Tabla 1.1.

## 4. EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

### 4.1. Diseño conceptual de una construcción sismorresistente

El comportamiento de un edificio durante los terremotos depende fundamentalmente de su interacción dinámica con el movimiento del terreno, de su forma general, tamaño y geometría, además de cómo las fuerzas generadas por el terremoto en las diferentes partes de la construcción se trasladan al sistema suelo/cimentación. Por lo tanto, en la etapa de

planificación en sí, los arquitectos e ingenieros estructurales deben trabajar juntos para garantizar que se eviten aspectos desfavorables y garantizar que se elija una adecuada configuración de construcción. El deseo de crear una estructura estética y funcionalmente eficiente lleva a los arquitectos a concebir estructuras bellas e imaginativas. A veces, la

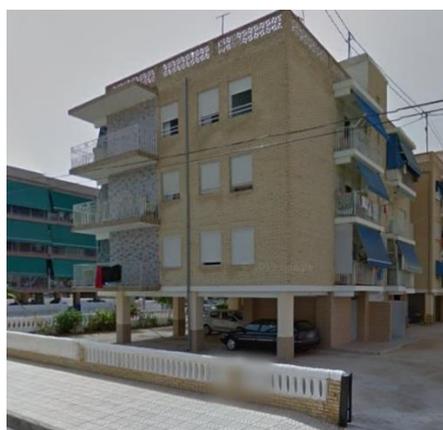
forma del edificio llama la atención del visitante, a veces el sistema estructural atrae, y en otras ocasiones tanto la forma como el sistema estructural trabajan juntos para hacer que la estructura sea excelente. Sin embargo, cada una de estas opciones de formas y estructura tiene una influencia significativa en el comportamiento del edificio durante terremotos importantes. La amplia gama de daños estructurales observados durante terremotos pasados en todo el mundo es muy útil para identificar las configuraciones estructurales que son deseables en comparación con las que se deben evitar. En edificios altos con una relación de esbeltez de altura/base muy grande, el movimiento horizontal de las plantas durante la sacudida del suelo puede llegar a ser grande debido a que su comportamiento lateral queda influido por componentes de deformación global en flexión. En edificios estrechos pero muy largos, los efectos dañinos durante la sacudida del terremoto son muchos. Y, en edificios con grandes áreas planas, como grandes almacenes, las fuerzas sísmicas horizontales pueden ser excesivas para ser transportadas a través de pilares, muros y diafragmas de piso. En general, en función de los precedentes observados en otros terremotos, los edificios con geometría simple en planta, muy simétricos, han presentado buen comportamiento durante terremotos fuertes. Los edificios con formas de U, V, H y + en planta han sufrido daños significativos. Muchas veces, los malos efectos de estas esquinas interiores en planta de edificios se evitan al hacer los edificios separados por juntas

sísmicas. Por ejemplo, una planta en forma de L se puede dividir en dos formas de planta rectangulares usando una junta de separación en la unión. Cuando se observa una distribución no simétrica en planta de pilares y muros, el centro de gravedad del edificio no coincide con su centro de esfuerzos cortantes; en esta situación los edificios tienden a girar durante la sacudida del sismo lo que lleva a que se presenten efectos de torsión en los elementos estructurales laterales o de borde.

Tal y como se ha avanzado, la misión de una estructura es la de recoger las acciones, incluyendo las sísmicas, que aparecen sobre la construcción en cada altura y trasladarlas al sistema suelo/cimentación por un camino simple y directo; cualquier desviación o discontinuidad en esta ruta de transferencia de carga puede resultar en un comportamiento deficiente del edificio y un incremento de su probabilidad de daño. Los edificios con grandes cambios de rigidez verticales (como los edificios de hoteles con algunas plantas más anchas que el resto) generan un brusco cambio de las fuerzas sísmicas en el nivel donde se produce la discontinuidad por la concentración de tensiones (Figura 4.1). Los edificios que tienen menos pilares o paredes en una planta en particular o con pilares inusualmente altos, tienden a dañarse o colapsarse, lo que se inicia en esa planta. Muchos edificios con una planta abierta destinada a aparcamientos se suelen colapsarse o sufrir graves daños tras un terremoto. Estos son conocidos como edificios con plantas blandas, que se tratará más adelante.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.1. Distintos edificios con plantas blandas (a) Edificio de 8 plantas con planta baja blanda. (b) Ejemplo de edificio con planta baja y parking. (c) Edificio de 10 plantas en el que se observa una planta blanda en su segunda planta.

Es importante remarcar que los edificios situados a media ladera, con pilares muchos más altos que otros para garantizar la horizontalidad de las plantas también presentan variaciones de la posición del centro de esfuerzos cortantes frente a al centro de gravedad, lo cual, tras la acción del sismo presenta giros que generan torsión global del edificio, y resulta en daño severo en los pilares más cortos. Otro aspecto particular es la situación en la que aparecen pilares apeados, es

decir pilares que no tienen continuidad y que desaparecen en las plantas inferiores, esto genera una discontinuidad en la ruta de transferencia de carga (Figura 4.2). De igual forma, cuando se utilizan muros de cortante hormigón armado para absorber las cargas horizontales, bien por sismo o bien por viento, estos muros han de llegar de forma continua en altura hasta la cimentación, si no llegan hasta el suelo quedándose en un nivel superior suelen sufrir graves daños durante los terremotos.

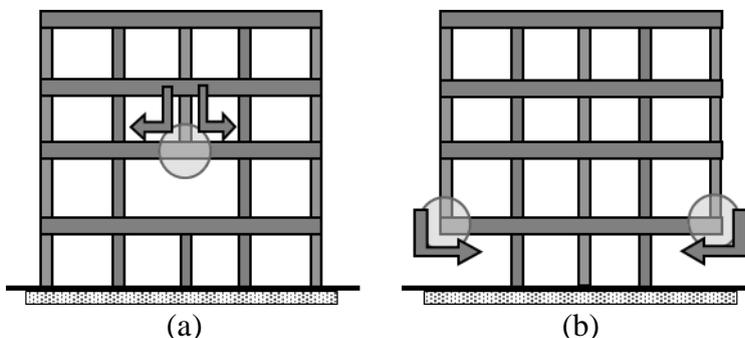


Figura 4.2. Distintos edificios con zonas de concentración de tensiones (a) con pilares apeados (b) con pilares que no continúan hasta la cimentación.

Otro aspecto que se observado es la situación en la que dos edificios están demasiado cerca entre sí, éstos pueden golpearse entre sí durante fuertes sacudidas. Con el aumento de la altura del edificio, esta colisión puede ser un problema mayor. Cuando las alturas de las plantas de los edificios no coinciden, el techo del edificio más corto puede golpear a la altura media del pilar más alto; ésto puede ser muy peligroso, como ocurrió durante el terremoto de México de 1985.

A pesar de estas indicaciones generales, es lógico que se continúen diseñando edificios estéticamente interesantes en lugar de edificios regulares y monótonos; si bien no debe hacerse a costa del mal comportamiento y la seguridad ante terremotos. Deben evitarse las características arquitectónicas que son perjudiciales para la respuesta de los edificios. Sino éstas deben ser minimizadas. Cuando se incluyan características irregulares en los edificios, se requiere un nivel de ingeniería considerablemente mayor en el diseño estructural y, sin embargo, el edificio puede no tener un comportamiento tan bueno como uno con características arquitectónicas simples.

Las decisiones tomadas en la etapa de planificación en la configuración del edificio son más importantes, o se sabe que han hecho una diferencia mayor, que la determinación precisa de las fuerzas de diseño especificadas en los reglamentos.

A la vista de los aspectos presentados hasta el momento, las consideraciones arquitectónicas podrían resumirse del siguiente modo:

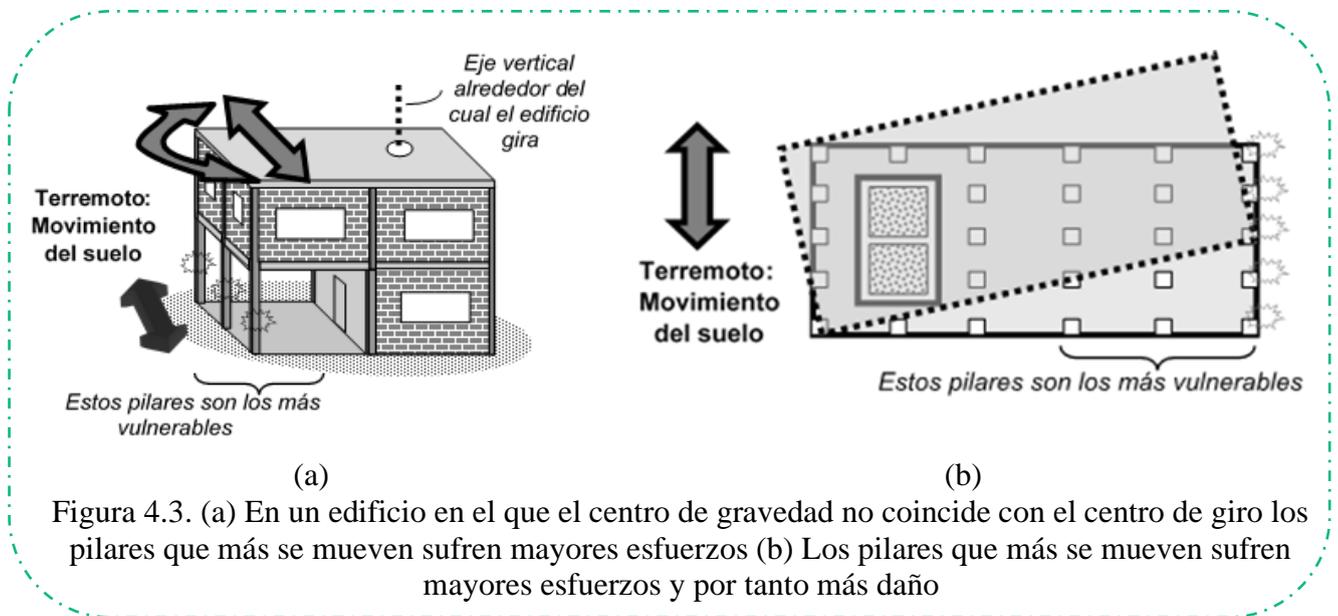
- Simplicidad
- Simetría
- No ser demasiado alargado en planta o en altura
- Tener resistencia distribuida en forma uniforme y continua
- Garantizar la ductilidad. Para ello se deben tener miembros estructurales que exhiban un comportamiento estable en su rango plástico de comportamiento. En el caso de marcos resistentes a momento, es importante que los miembros horizontales formen rótulas antes que los miembros verticales

Además de estos aspectos, suele ser también de importancia disponer de información geotécnica suficiente como para diseñar una adecuada cimentación que garantice la

transmisión de los esfuerzos al terreno, y que evite los daños por posibles deformaciones del mismo (licuación, asentamiento, deslizamientos, entre otras).

La mayor parte de estas recomendaciones hacen referencia indirectamente a evitar el fenómeno de la torsión en los edificios. En las construcciones en las que no coinciden el centro de masas y el de torsión, bien por irregularidad geométrica o mecánica, o bien por una distribución no uniforme de las masas, se debe tener en cuenta el efecto de la torsión

que se produce. Además de estas indicaciones, será preceptivo la consideración de una excentricidad en la propia construcción de excentricidades adicionales para evaluar efectos de torsión frente a las fuerzas sísmicas. La torsión en los edificios hace que diferentes porciones en el mismo nivel del forjado se muevan horizontalmente en diferentes cantidades. Esto induce más daño en los pilares y en los muros en el lado que se mueve más (Figura 4.3).



Se ha observado que muchos edificios se han visto gravemente afectados por este comportamiento torsional excesivo durante terremotos pasados. Es mejor minimizar (si no evitarlo por completo) este giro asegurándose de que los edificios tengan simetría en el plano (es decir, masa distribuida uniformemente y miembros verticales colocados uniformemente). Si no se puede evitar este giro, se deben realizar cálculos especiales para tener en cuenta estas fuerzas de corte adicionales en el diseño de edificios; la mayor parte de las normativas lo tienen en cuenta,

pero los edificios con torsión tendrán mucha mayor propensión a desarrollar un comportamiento deficiente durante sismos intensos.

Los edificios que tienen formas irregulares en el plano tienden a girar bajo la acción sísmica. La introducción de compartimentación por tabiquerías, huecos, cajones de ascensores y escaleras, etc, puede contribuir considerablemente a la falta de simetría en planta del edificio y puede favorecer la aparición de efectos de torsión frente a la acción sísmica

## 4.2. La distribución de la masa en el edificio

La acción sísmica es una acción dinámica en la que se generan fuerzas como consecuencia de los efectos de inercia generados por el movimiento, por tanto un aspecto fundamental para el cálculo de las fuerzas sísmicas,  $\Sigma$

$F=m \cdot a$ , donde  $m$  es la masa del edificio y su distribución a lo largo del mismo. Es totalmente necesario realizar una correcta y realista distribución de las masas a lo largo del modelo de cálculo a realizar. Estos valores no

solo afectan a los esfuerzos que aparecen en los diferentes elementos de la estructura como consecuencia de la acción sísmica, sino que también pueden afectar a los distintos periodos propios de la estructura que están condicionados a este parámetro, y por consiguiente también a la posible interacción dinámica entre los periodos propios de la estructura y del sismo.

Las diferentes normativas sísmicas hacen un especial hincapié en la distribución de masas a

considerar, indicando que deben de evitarse grandes masas en las plantas elevadas de una construcción, como cubiertas muy pesadas, piscinas o grandes depósitos. En algunas ocasiones no es posible evitarlo y es necesario considerarlo en el cálculo, como puede ser el caso de depósitos elevados. La Figura 4.4 muestra un ejemplo de una construcción en la que la masa del material almacenado ha condicionado completamente su comportamiento frente a la acción sísmica.



Figura 4.4. Almacén de pallets. La acción sísmica junto con la masa provocó el fallo de las cruces de San Andrés y el colapso de los cerramientos (Norte de Italia, 2012)

Además de los elementos estructurales como vigas, pilares y forjados, así como otras cargas permanentes, las diferentes normativas hacen referencia al porcentaje de la sobrecarga a considerar para analizar la masa que interviene en el cálculo: el 100% para cargas de larga duración como tabiquerías, depósitos, archivos, etc. o el 50% para sobrecargas de uso en viviendas, hoteles y residencias. Dada la especial importancia de este factor, es necesario tanto para el proyectista como para el ingeniero analizar la correcta ubicación de estas masas, así como su posible modificación durante la vida útil del edificio.

Como regla de diseño de índole general, y con el fin de evitar cambios bruscos en la transmisión de las cargas de origen sísmico a las plantas inferiores, la masa total de una planta no debe exceder en más del 15% la masa de las plantas contiguas, ni en más del 50% de

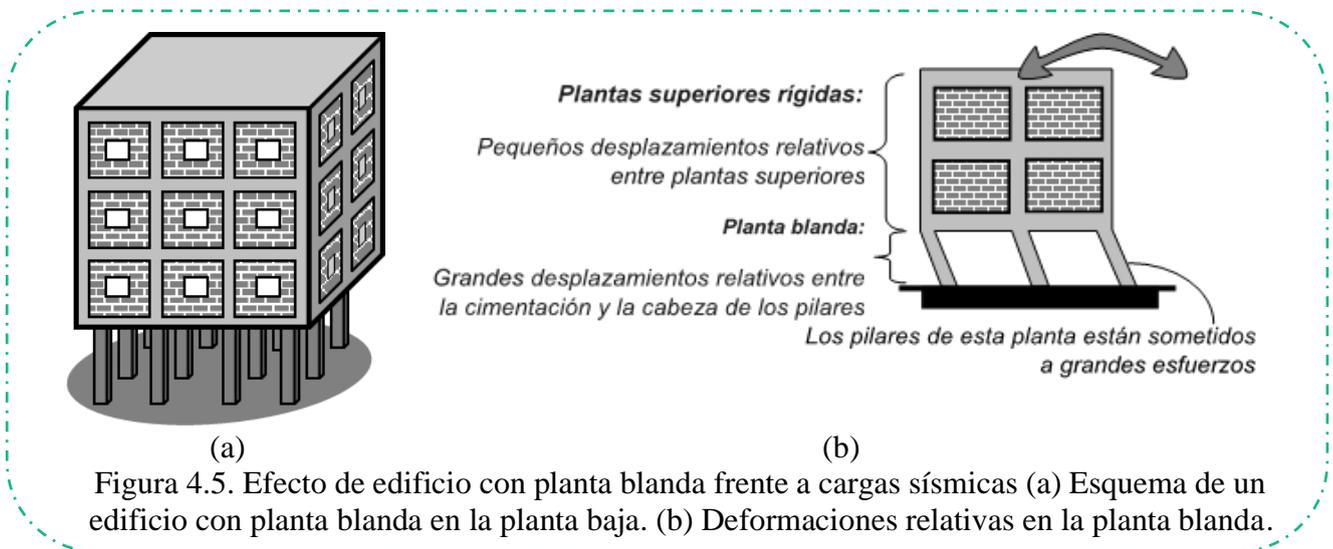
la masa media de todas ellas (para tratar de evitar una concentración excesiva de tensiones). Si en una planta existen zonas que deban soportar cargas que excedan en un 25% a la carga media, dichas zonas deben situarse en torno al centro de la planta.

Este aspecto es también muy decisivo a la hora de evaluar el comportamiento de las “plantas blandas” en las cuales aparece un cambio brusco de rigidez en la estructura y también de masa. Los edificios denominados de “plantas blandas” son habitualmente aquellos en los que los pilares en la planta baja no tienen cerramientos ni particiones (ya sea de ladrillo o de hormigón armado), sin embargo, en las plantas superiores los pilares se encuentran confinados por los cerramientos (Figura 4.5 a y b). Debido a este aspecto se producen durante los eventos sísmicos dos fenómenos a remarcar:

- El edificio es relativamente flexible en la planta baja, es decir, el desplazamiento horizontal relativo que experimenta en la planta baja es mucho más grande que lo que hace cada una de las plantas superiores. Esta planta flexible es la que se llama planta blanda, piso blando o piso flexible.
- El edificio es relativamente débil en la planta baja, es decir, la fuerza sísmica horizontal total que puede llegar a la planta baja es

significativamente menor de lo que puede soportar cada una de las plantas superiores. Por lo tanto, la planta abierta también puede ser una planta débil.

A menudo, los edificios de planta abierta se denominan edificios de planta blanda, aunque su planta baja sea suave y débil. Generalmente, la planta blanda o débil generalmente existe en el nivel de la planta baja, pero también podría estar a cualquier otra altura.



Los edificios de planta abierta (o planta blanda) han mostrado constantemente un comportamiento deficiente durante terremotos pasados en todo el mundo y un número importante de ellos les ha llevado al colapso. La presencia de muros (cerramientos) en las plantas superiores los hace mucho más rígidos que la planta blanda. Por lo tanto, las plantas superiores se mueven casi juntos como un solo bloque, y la mayor parte del desplazamiento horizontal del edificio ocurre en la planta blanda. Por lo tanto, tales edificios se mueven hacia adelante y hacia atrás como péndulos invertidos durante el temblor del terremoto y los pilares de la planta baja se someten a esfuerzos muy elevados. Si los pilares no están diseñados para ello y son débiles (no tienen la resistencia necesaria para resistir estas altas tensiones) o si no tienen una ductilidad adecuada pueden dañarse gravemente (Figura 4.5 b), lo que incluso puede provocar colapso del edificio

Es importante remarcar que en la mayor parte de ocasiones este aspecto no se considera en el diseño y proyecto de los edificios debido a que

en la práctica habitual, hasta el momento, en el cálculo sólo se considera la estructura y se suele descuidar la presencia de cerramientos. Los edificios de planta blanda son sistemas intrínsecamente pobres con una caída repentina de rigidez y resistencia en la planta baja. Incluso un edificio bien proyectado y calculado a lo largo de su vida útil puede tener modificaciones –como la apertura de grandes ventanales- que generen una planta blanda en un edificio que inicialmente no la consideraba. Es por ello por lo que las nuevas normativas de cálculo imponen que cualquier modificación de los cerramientos de una construcción debe ser supervisado por un ingeniero con competencias estructurales.

Esta situación de planta blanda puede presentarse no solo en la planta baja, si no que puede observarse en ocasiones en otras posiciones del edificio. La Figura 4.6 muestra la planta blanda situada en una planta superior. En la Figura 4.6b se observan adicionales cambios bruscos de rigidez y geometría a lo largo de la altura del edificio.



(a)



(b)

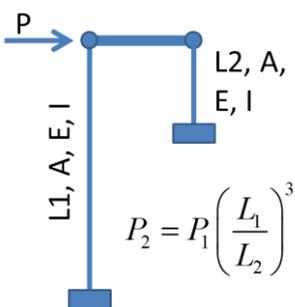
Figura 4.6. Situación de una planta blanda a una altura diferente de la planta baja (a) Edificio con geometría regular. (b) Edificio con geometría y rigidez irregular.

### 4.3. Pilares cortos

Este es un daño habitual observado en varias estructuras de hormigón armado en la mayor parte de los terremotos recientes. Los edificios que tienen pilares de diferentes alturas dentro de una planta sufren más daños en los pilares más cortos en comparación con los pilares más altos en la misma planta. La Figura 4.7a muestra un sencillo ejemplo de cálculo de estructuras donde se observa cómo se incrementa el cortante en el pilar más corto en un pórtico de una planta frente a una carga horizontal. Las Figuras 4.7 b y c muestran dos casos reales de pilares cortos dañados por excesivos esfuerzos cortantes.

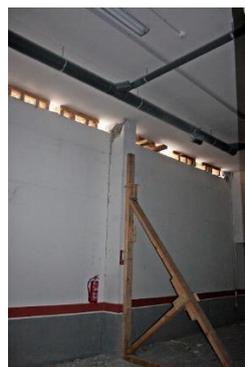
El mal comportamiento de los pilares cortos se debe al hecho de que, en un terremoto, un pilar más alto y un pilar corto de la misma sección

transversal se mueven horizontalmente la misma cantidad  $\Delta$ . Sin embargo, el pilar corto es más rígido en comparación con el pilar más alto y atrae una mayor fuerza sísmica. La rigidez de un pilar significa resistencia a la deformación: cuanto mayor es la rigidez, mayor es la fuerza requerida para deformarlo. Si un pilar corto no está diseñado adecuadamente para resistir una fuerza tan grande, puede sufrir daños significativos durante un terremoto. Este comportamiento se llama efecto columna/pilar corto. El daño en estos elementos cortos a menudo es en forma de grietas en forma de X - este tipo de daño de los pilares se debe a una falla de cortante.



(a)

$$P_2 = P_1 \left( \frac{L_1}{L_2} \right)^3$$



(b)



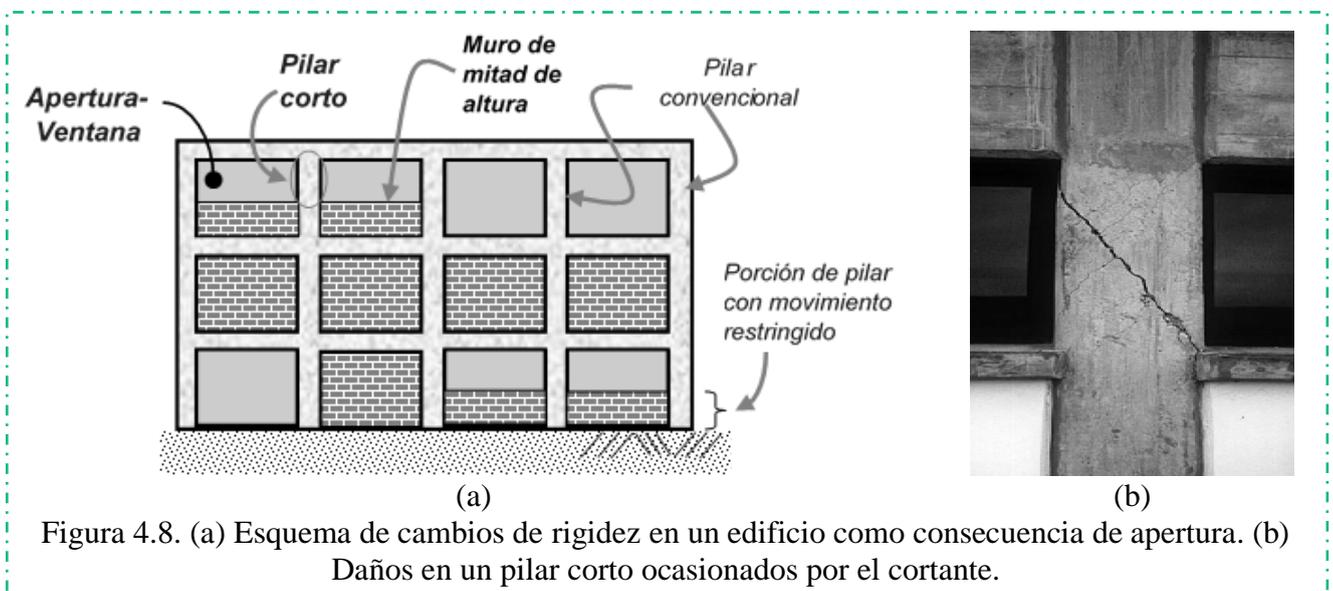
(c)

Figura 4.7: Situaciones de pilares cortos (a) Incremento de carga de un pilar corto en el rango elástico de comportamiento (b) Caso real de un pilar corto generado al abrir una ventilación en un sótano (c) Daño sísmico en un pilar corto-

Se presentan muchas ocasiones en las que por el propio diseño constructivo aparecen pilares cortos en un edificio. Cuando un edificio descansa sobre un terreno inclinado, durante el terremoto, todos los pilares se mueven horizontalmente en la misma cantidad junto con la losa del forjado a un nivel particular (esto se denomina acción del diafragma del forjado rígido). Si existen pilares cortos y altos dentro del mismo nivel de planta, entonces los pilares cortos atraen una fuerza sísmica varias veces mayor y sufren más daño en comparación con las más altas.

Hay muchas situaciones en las que pueden aparecer este tipo de problemas. Uno muy habitual es cuando se realizan aperturas en los cerramientos para generar grandes ventanales. Los pilares adyacentes se comportan como pilares cortos debido a la presencia de estos muros. En muchos casos, otros pilares en la

misma planta son de altura regular, ya que no hay paredes adyacentes. Cuando el forjado de la planta se mueve horizontalmente durante un terremoto, los extremos superiores de estos pilares experimentan el mismo desplazamiento (Figura 4.8.a). Sin embargo, los cerramientos rígidos restringen el movimiento horizontal de la parte inferior de un pilar corto, y se deforma en su totalidad sobre la corta altura adyacente a la abertura de la ventana, sin embargo, los pilares más altos se deforman en toda la altura. Dado que la altura efectiva sobre la cual un pilar corto puede deformarse libremente es pequeña, ofrece más resistencia al movimiento horizontal y, por lo tanto, atrae una fuerza mayor en comparación con el pilar de más altura. Como resultado, el pilar corto sufre más daño. La Figura 4.8.b muestra el patrón de fisura característico de cortante en un pilar adyacente a las paredes de altura parcial.



En los edificios nuevos, debe evitarse el efecto de pilar corto en la medida de lo posible durante la etapa de diseño arquitectónico. Cuando no es posible evitar pilares cortos, este efecto debe abordarse en el diseño estructural. Algunas recomendaciones relativas al detalle dúctil de las estructuras de hormigón armado plantean que se proporcione un refuerzo especial de confinamiento en toda la altura de los pilares que probablemente estén sometidos al efecto del pilar corto. El refuerzo especial de confinamiento (es decir, los estribos muy próximos) debe extenderse más allá del pilar corto hacia la parte superior del pilar y también

la parte inferior.

En los edificios existentes con pilares cortos, se pueden emplear diferentes soluciones de reacondicionamiento para evitar daños en futuros terremotos. Donde existan cerramientos de altura parcial, opciones simples son cerrar las aberturas construyendo un cerramiento de altura completa o desligar el cerramiento del sistema estructural, lo que eliminará el efecto de columna/pilar corto. Si eso no es posible, los pilares cortos deben reforzarse usando técnicas de refuerzo estructural conocidas. La solución de modernización debe ser diseñada por un ingeniero estructural cualificado.

## 4.4. Diseño para garantizar la ductilidad

La ductilidad es la capacidad de una estructura para soportar deformaciones después de alcanzada la deformación de agotamiento mientras aún resiste cargas, o dicho de otro modo la capacidad que puede tener esta estructura para deformarse plásticamente de manera estable antes de su falla. Este es el concepto que permite considerar valores de la acción sísmica en los cálculos, inferiores a los de las acciones reales que aparecen en un sismo. Para conseguir que una estructura sea dúctil es necesario que se verifiquen una serie de aspectos básicos:

- 1) Empleo de materiales dúctiles.
- 2) Las secciones de los elementos estructurales deben tener un comportamiento estable caracterizado por una alta capacidad de deformación plástica
- 3) En un marco resistente a momento, el orden de plastificación debe ser: extremos de vigas, extremos de pilares, paneles de nudos. Para evitar la formación de mecanismos de colapso tempranos.

- 4) La seguridad frente a cortante de vigas y pilares debe ser superior que la seguridad frente a flexión, de modo que el daño se produzca por flexión y no por cortante. Dado que el comportamiento por cortante suele inestabilizarse excesivamente en presencia de comportamiento cíclico no lineal de baja amplitud.
- 5) La seguridad de los anclajes y de los empalmes de las armaduras debe permitir aprovechar la flexión inelástica de las vigas.
- 6) Los anclajes a la cimentación no pueden fallar por cortante.

En el fin de garantizar los puntos 1 y 2 la utilización de estribos de tamaño (diámetro) adecuado y la menor separación entre ellos garantiza un incremento de ductilidad de la sección de hormigón armado. La Figura 4.9 presenta de forma conceptual el incremento de ductilidad de un elemento a compresión de hormigón con y sin confinamiento. Se observa cómo la proximidad de los estribos aumenta la zona confinada de la sección.

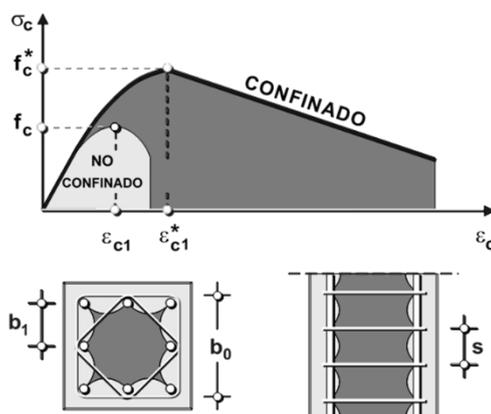


Figura 4.9. Descripción conceptual del incremento de ductilidad en una sección de hormigón confinado.

Por otra parte, el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado, dependiendo de las cuantías de armado que se disponen en las caras de tracción y de compresión también afecta de una forma considerable al comportamiento dúctil o frágil de la sección y éste es otro aspecto que se debe de controlar. Para que un edificio permanezca seguro durante la sacudida del terremoto, los pilares (que

reciben las fuerzas de las vigas) deben ser más fuertes en flexión que las vigas, y los cimientos (que reciben las fuerzas de los pilares) deben ser más fuertes que los pilares. Además, las conexiones entre vigas y pilares y pilares y cimentación no deben fallar, de modo que las vigas pueden transferir fuerzas de forma segura a pilares y los pilares a la cimentación. Cuando se adopta esta estrategia en el diseño, es

probable que el daño ocurra primero en las vigas (Figura 4.10.a). Cuando las vigas se detallan adecuadamente para tener una gran ductilidad, el edificio en su conjunto puede deformarse en grandes cantidades a pesar del daño progresivo causado por la consecuente plastificación en flexión de las vigas. En

contraste, si los pilares se diseñan más débiles, sufren daños locales severos, en la parte superior e inferior de una planta en particular (Figura 4.10.b). Este daño localizado puede provocar el colapso de un edificio, aunque los pilares en las plantas superiores permanezcan casi intactos.

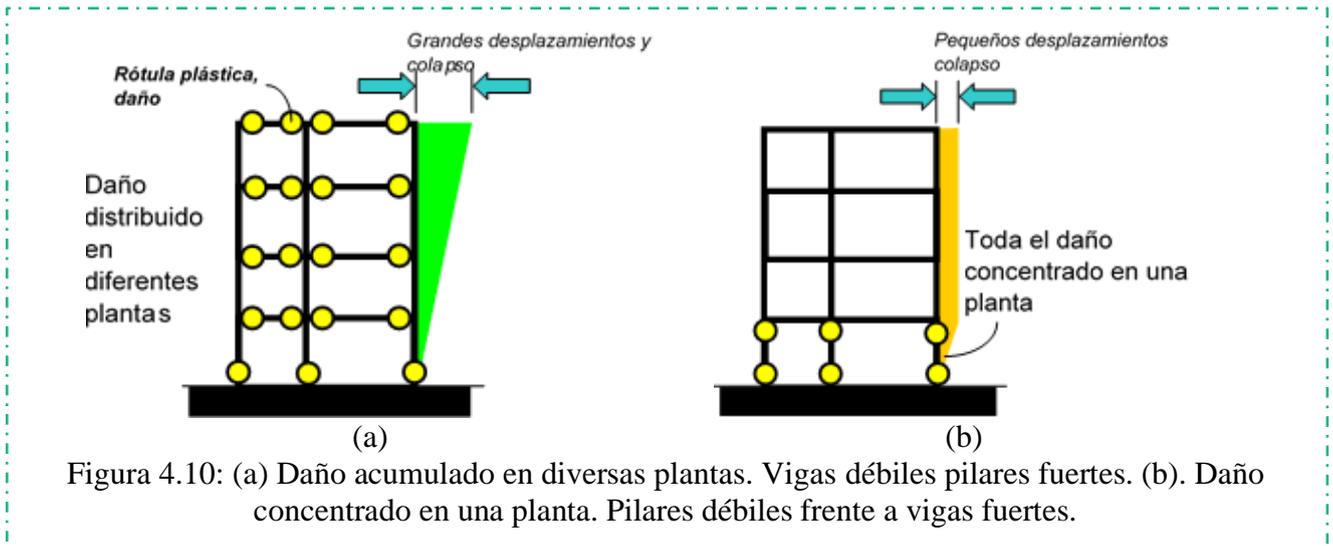


Figura 4.10: (a) Daño acumulado en diversas plantas. Vigas débiles pilares fuertes. (b). Daño concentrado en una planta. Pilares débiles frente a vigas fuertes.

La mayor parte de las normativas del mundo presenta detalles constructivos para vigas, pilares y uniones para garantizar estos aspectos indicados en este apartado que persiguen una

respuesta lateral estable del sistema estructural por medio de garantizar un nivel adecuado de ductilidad de las estructuras de hormigón armado.

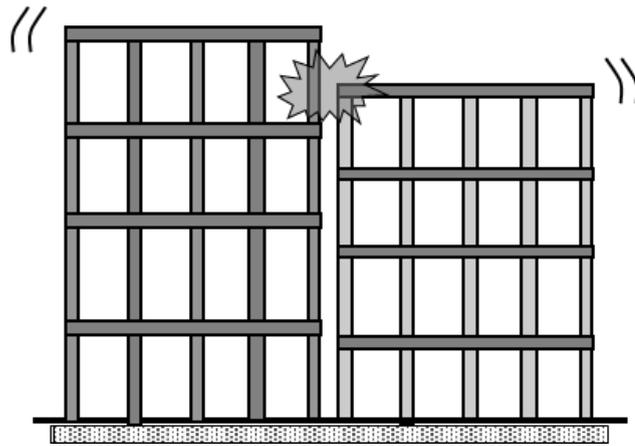
## 4.5. Impactos entre edificios y juntas sísmicas

Para evitar el choque entre construcciones colindantes durante los movimientos sísmicos, el ancho de la junta en cada nivel no debería ser inferior a la suma de los desplazamientos laterales máximos de las construcciones colindantes, calculados para dichos niveles. A pesar de que la junta pueda tener una necesidad diferente en altura, resulta más seguro mantener el mismo ancho en toda la altura.

Como se ha indicado anteriormente, es recomendable que las construcciones colindantes posean los forjados de cada planta al mismo nivel para evitar el golpeteo de forjados a mitad de altura de pilar (Figura 4.11). Este fenómeno ha producido muchos colapsos de estructuras en sismos recientes. Es

importante destacar que las juntas sísmicas no son juntas de dilatación. El recorrido que la estructura ha de realizar como consecuencia de un movimiento sísmico es mucho mayor que el de un acortamiento o alargamiento como consecuencia de una dilatación térmica.

El valor de esta separación mínima se puede evaluar en función de la rigidez del edificio y su altura, pudiendo llegar a desplazamientos de más de 50 cm dependiendo de la zona sísmica y del propio edificio. Este valor puede estar condicionado por algunas normativas que limitan el desplazamiento máximo del edificio en cabeza del mismo durante la fase de diseño sísmico.



(a)



(b)

Figura 4.11: Impactos entre edificios. (a) Golpeteo entre forjado y mitad de pilar en edificio adyacente. (b) Patrón de daño de un edificio que ha impactado con otro (Lorca, España, 2011)

## 4.6. El diseño de la cimentación

El diseño conceptual de la cimentación suele ser el gran olvidado con respecto a especiales consideraciones relativas al cálculo sísmico, este es otro elemento estructural fundamental para resistir con solvencia las acciones sísmicas. De forma general y al igual que el resto del edificio hay determinados aspectos que se deben de verificar:

- Simplicidad y simetría
- No deben coexistir en una misma unidad estructural sistemas de cimentación superficial y profunda que puedan generar fenómenos de torsión en la base del edificio.
- La estructura de cimentación debe apoyar sobre un terreno con características geotécnicas homogéneas. En el caso que no sea posible este aspecto, la estructura puede fraccionarse en varias unidades mediante las correspondientes juntas sísmicas.

Con respecto a la cimentación un aspecto que debe tenerse en consideración es la posible

licuefacción del terreno. Aunque no es un problema que se presenta exclusivamente en las construcciones de hormigón armado es un fenómeno que se puede presentar y que se debe de tener en especial consideración para elegir si se diseña una estructura con una cimentación superficial o profunda.

La licuefacción del suelo describe el comportamiento de suelos que, estando sujetos a la acción de una fuerza externa, en ciertas circunstancias pasan de un estado sólido a un estado líquido, o adquieren la consistencia de un líquido pesado. El informe geotécnico debe reflejar claramente si este fenómeno se puede producir donde se está proyectando la construcción o no.

Este fenómeno puede presentarse cuando en los primeros 20 m bajo la superficie del terreno aparezcan capas o lentejones de arenas sueltas situadas total o parcialmente bajo el nivel freático. En esta situación no deben utilizarse cimentaciones superficiales, a no ser que se realicen técnicas especiales para prevenir la licuación del terreno.

## 5. CRITERIOS DE APLICACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

---

Un resumen de las configuraciones estructurales y arquitectónicas para alcanzar un comportamiento óptimo sismorresistente son:

- Continuidad en la transmisión de las cargas: para uniformar los pesos de los elementos estructurales y evitar la concentración de tensiones.
- Baja relación base/altura: para minimizar la tendencia al vuelco
- Alturas de pisos iguales: para igualar la rigidez de paredes y columnas, evitar concentración de tensiones.
- Planta simétrica: para minimizar el efecto torsional.
- Igual resistencia en ambas direcciones: para eliminar la excentricidad entre centros de masa y resistencia y proporcionar una resistencia balanceada en todas las direcciones, minimizando la torsión.
- Igual resistencia vertical: para evitar o limitar concentraciones de resistencia o fragilidad.
- Secciones uniformes: para minimizar la concentración de tensiones.
- Elementos sismorresistentes perimetrales: para maximizar la resistencia torsional.
- Luces cortas: lograr bajas tensiones en vigas, la multiplicidad de columnas proporciona redundancia y permiten la redistribución de esfuerzos.
- Evitar voladizos: para reducir la vulnerabilidad por aceleraciones verticales.

- Evitar aberturas en los diafragmas (pisos y techos): para asegurar una transferencia efectiva de las fuerzas laterales a los elementos resistentes.

Los tres enfoques de diseño sismorresistente más utilizados por la ingeniería estructural son:

- Enfoque de diseño basado en la resistencia, como el establecido en el ASCE 7. Estas previsiones enfatizan en la resistencia requerida, con controles de distorsiones laterales para no superar límites establecidos.
- Enfoque de diseño basado en el desplazamiento. Ese enfoque enfatiza el dimensionamiento del sistema para lograr un desplazamiento objetivo, con la resistencia estructural como resultado del proceso de diseño o una verificación secundaria. Se utiliza para evaluación de edificios existentes y de puentes, y para el diseño de sistemas estructurales con dispositivos de control de la respuesta sísmica.
- Enfoque de diseño basado en el comportamiento. Aquí, el énfasis está en alcanzar los objetivos de comportamiento que se definen en el proceso de diseño, y que suelen ser más estrictos en términos de control de daño que los contemplados por la normativa vigente.

## 6. COMPORTAMIENTO DE LOS MIEMBROS DE HORMIGÓN ARMADO EN UN EDIFICIO

---

### 6.1. Rol de diafragmas y paredes de corte

---

La función principal de los diafragmas es asegurar una interacción eficiente de todos los elementos resistentes a las acciones sísmicas horizontales en un edificio. Los diafragmas que

conforman las estructuras de cubiertas y entrepisos pueden ser materializados con cualquier tipo estructural o constructivo.

Se encuentran en general 2 tipos de diafragmas

en edificios. El primer tipo aparece en cualquier nivel donde el sistema de piso, actuando como una viga alta horizontal transmite las fuerzas generadas por la acción sísmica a los distintos planos verticales sismorresistentes, tales como pórticos o tabiques. El segundo tipo, se encuentra cuando, en un nivel particular, se necesitan transferir grandes esfuerzos de corte de un sistema resistente, tal como un núcleo central de corte, a otro sistema resistente, tal como tabiques de fundación periféricos, y en sistemas pórtico–tabique. En estos diafragmas de transferencia, los efectos del corte pueden ser

críticos.

El diafragma deberá ser diseñado y dimensionado para resistir solicitaciones en su plano. Con las fuerzas actuantes sobre el diafragma se evaluarán las solicitaciones en su plano aplicando los métodos de análisis correspondientes al tipo estructural del diafragma. Las solicitaciones de origen sísmico se combinarán con las debidas a otras acciones que correspondan considerar simultáneamente. La Figura 6.1 presenta un ejemplo de diafragma con aberturas con el correspondiente detalle de armado.

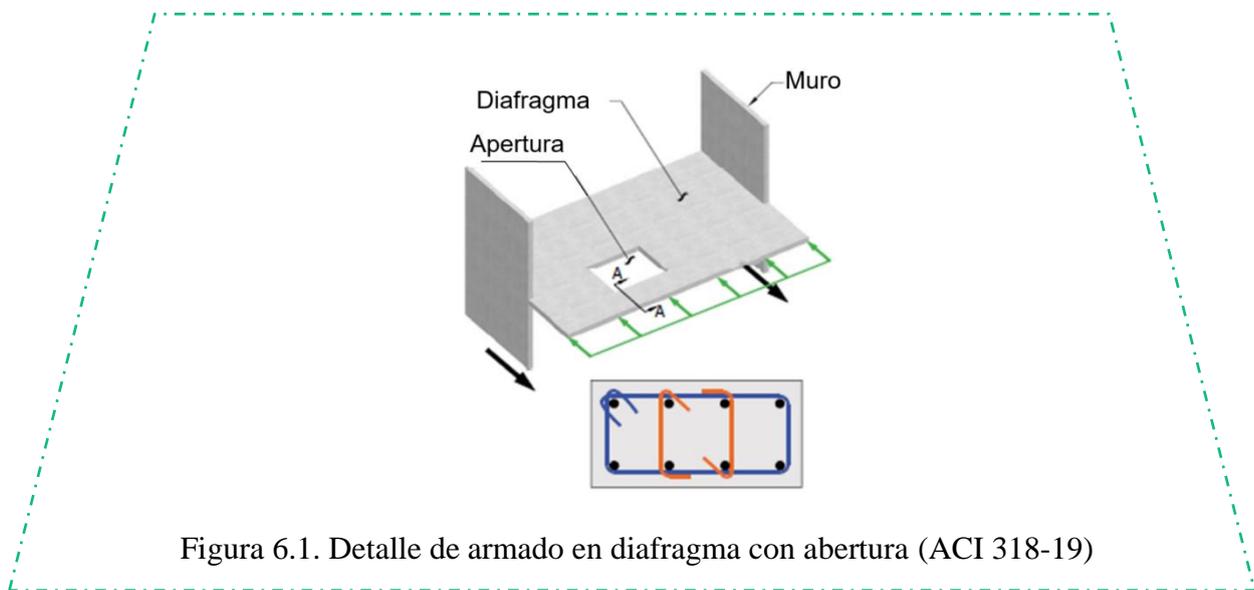


Figura 6.1. Detalle de armado en diafragma con apertura (ACI 318-19)

Las conexiones entre los diafragmas y los elementos verticales, así como las conexiones entre los diafragmas y las masas concentradas que pudieran aplicar acciones sísmicas al diafragma deben ser diseñadas para garantizar tanto la transmisión de los esfuerzos resultantes de sus propias acciones como la distribución de

las acciones sísmicas.

Si se utilizaran colectores para transferir las acciones entre los elementos resistentes y el diafragma o entre partes del mismo diafragma se deberá presentar un análisis racional de las acciones y solicitaciones en ellos, diseñándolos por capacidad.

## 6.2. Importancia de los nudos

En estructuras de hormigón armado, la intersección entre columnas y vigas se designa como conexión viga–columna o unión viga–columna o nudo, conformando una porción crítica del diseño de estructuras sismorresistentes de hormigón armado.

Como sus materiales constituyentes tienen resistencias limitadas, los nudos tienen una capacidad de carga limitada. Cuando se aplican fuerzas mayores que estas durante los terremotos, los nudos se dañan severamente.

Reparar nudos dañados es difícil, por lo que debe evitarse la fisuración y, sobre todo, su falla a bajos niveles de deformación. Por lo tanto, las conexiones de viga–columna deben estar bien diseñadas y detalladas para resistir los efectos del terremoto.

Durante el terremoto, las vigas contiguas a una unión viga–columna están sujetas a momentos en la misma dirección (sentido horario y antihorario). Bajo estos momentos, las barras superiores de la unión viga–columna se estiran

en una dirección y las barras inferiores lo hacen en la dirección opuesta. Estas fuerzas están equilibradas por la tensión de adherencia desarrollada entre el hormigón y el acero en la región de unión. Si la columna no es lo suficientemente ancha o si la resistencia del hormigón en la unión es baja, no hay suficiente adherencia del hormigón con las barras de acero. En tales circunstancias, la barra se desliza dentro de la región de unión y las vigas pierden su capacidad de transportar carga.

Además, bajo la acción de las fuerzas de tracción y empuje anteriores en los extremos superior e inferior, las uniones sufren una distorsión geométrica; la diagonal de la articulación se alarga y la otra se comprime. Si el tamaño de la sección transversal de la columna es insuficiente, el hormigón en la

unión desarrolla grietas diagonales que pueden resultar en un comportamiento cíclico inestable y aún la falla a bajos niveles de deformación.

El problema de fisuración diagonal y estallido del hormigón de la región de unión viga-columna puede controlarse mediante el aumento de la sección de la columna y la provisión de estribos de acero cerrados alrededor de las barras longitudinales de la columna en la región de unión. Estos estribos cerrados mantienen y confinan el hormigón en la unión y también ayudan a resistir las fuerzas de corte, lo que resulta en un incremento notable en su capacidad de deformación. Estos detalles significan un mayor trabajo en el armado de los elementos estructurales, pero son imprescindibles para lograr el mecanismo de colapso previsto en el diseño.

---

### 6.3. Juntas y separaciones

---

Los espacios de separaciones y juntas deben quedar completamente libres de obstáculos, escombros, etc., para permitir los desplazamientos relativos de las construcciones adyacentes, en cualquier dirección. Esta condición debe mantenerse a través del tiempo. Cuando se empleen cubrejuntas, deberán diseñarse y construirse de manera que permitan los movimientos relativos sin alterar la función

específica de la separación o junta.

Las instalaciones y equipamientos deben diseñarse y construirse de modo que permitan el movimiento pretendido en las separaciones entre cuerpos constructivos. No es necesario prolongar las juntas o separaciones por debajo del nivel de suelo si éstas tienen por objeto la separación dinámica de las construcciones.

---

## 6.4. Detallado de secciones para soportar fuerzas sísmicas

---

### 6.4.1. Diseño de vigas

Es importante que se establezca alguna relación entre la altura, ancho y luz libre de los elementos, particularmente si se espera que el elemento exhiba una respuesta dúctil ante el terremoto de diseño. Si el elemento es demasiado esbelto, puede ocurrir el pandeo lateral del borde comprimido. Si el elemento es demasiado robusto (poco esbelto), puede ser difícil controlar la degradación de rigidez y resistencia que resulta de los efectos del corte. Aunque las normas de los diferentes países prescriben diferentes requerimientos de diseño para las estructuras dúctiles de concreto, por lo general sus lineamientos son similares. Con fines ilustrativos, los requerimientos aquí

discutidos han sido tomados de INPRES-CIRSOC 103 (2018).

Para secciones rectangulares, con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, columnas o ambas, deberá cumplirse como limitación dimensional indicada en las ecuaciones (6.1) y (6.2):

$$\frac{L_n}{b_w} \leq 25 \quad (6.1)$$

$$\frac{L_n h_b}{b_w^2} \leq 100 \quad (6.2)$$

Para vigas en voladizo de secciones rectangulares, deberá cumplirse lo indicado en

las ecuaciones (6.3) y (6.4):

$$\frac{L_n}{b_w} \leq 15 \quad (6.3)$$

$$\frac{L_n h_b}{b_w^2} \leq 60 \quad (6.4)$$

Donde:  $L_n$  es la longitud libre de un elemento;  $b_w$  es ancho del alma en secciones rectangulares, T, L, I; y  $h_b$  es altura de la viga. En un diseño sismorresistente tradicional, la demanda de momentos, en todos los elementos, viene dada por la combinación entre las cargas gravitatorias mayoradas y la acción sísmica (Figura 6.2).

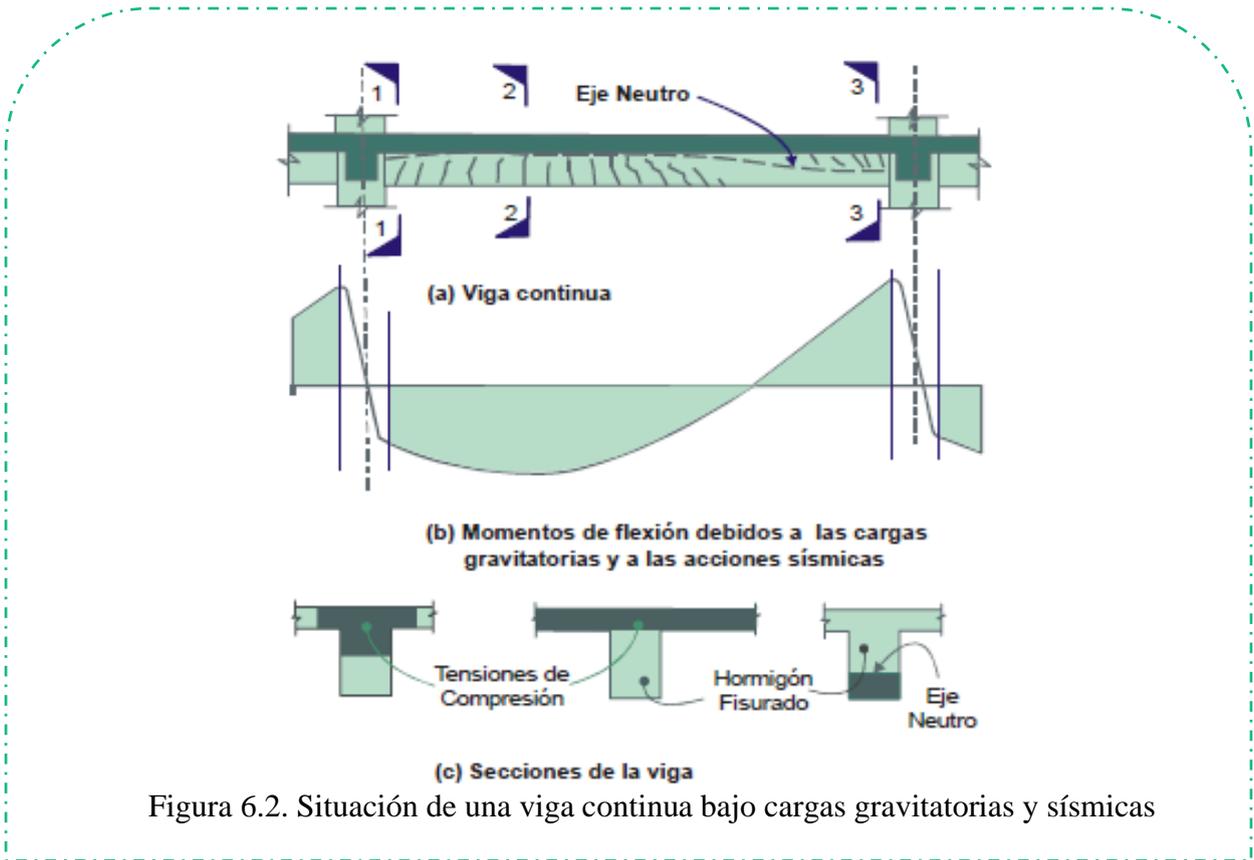


Figura 6.2. Situación de una viga continua bajo cargas gravitatorias y sísmicas

Cuando se utiliza el diseño por capacidad en cambio, es necesario distinguir entre aquellos elementos o zonas dentro de un elemento, que se quieren sean fuente de disipación de energía por deformaciones inelásticas, y aquellos que deben permanecer elásticos. En el primer caso, la demanda de momentos viene dada por la combinación de los estados de carga establecidos. En el segundo caso, en cambio, la demanda se obtiene a partir de los momentos que les transmiten las rótulas plásticas ubicadas en los elementos adyacentes, cuando éstas

desarrollan su sobrerresistencia flexional, teniendo en cuenta todas las fuentes posibles de sobrerresistencia. En el caso de vigas, estas fuentes se limitan a la contribución de la losa (Figura 6.3) y al endurecimiento del acero y las posibles variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la tensión real de fluencia. En las columnas, además de estos factores, deberá considerarse el aumento de resistencia en compresión del hormigón que resulta del confinamiento provisto por la armadura transversal (Figura 4.9).

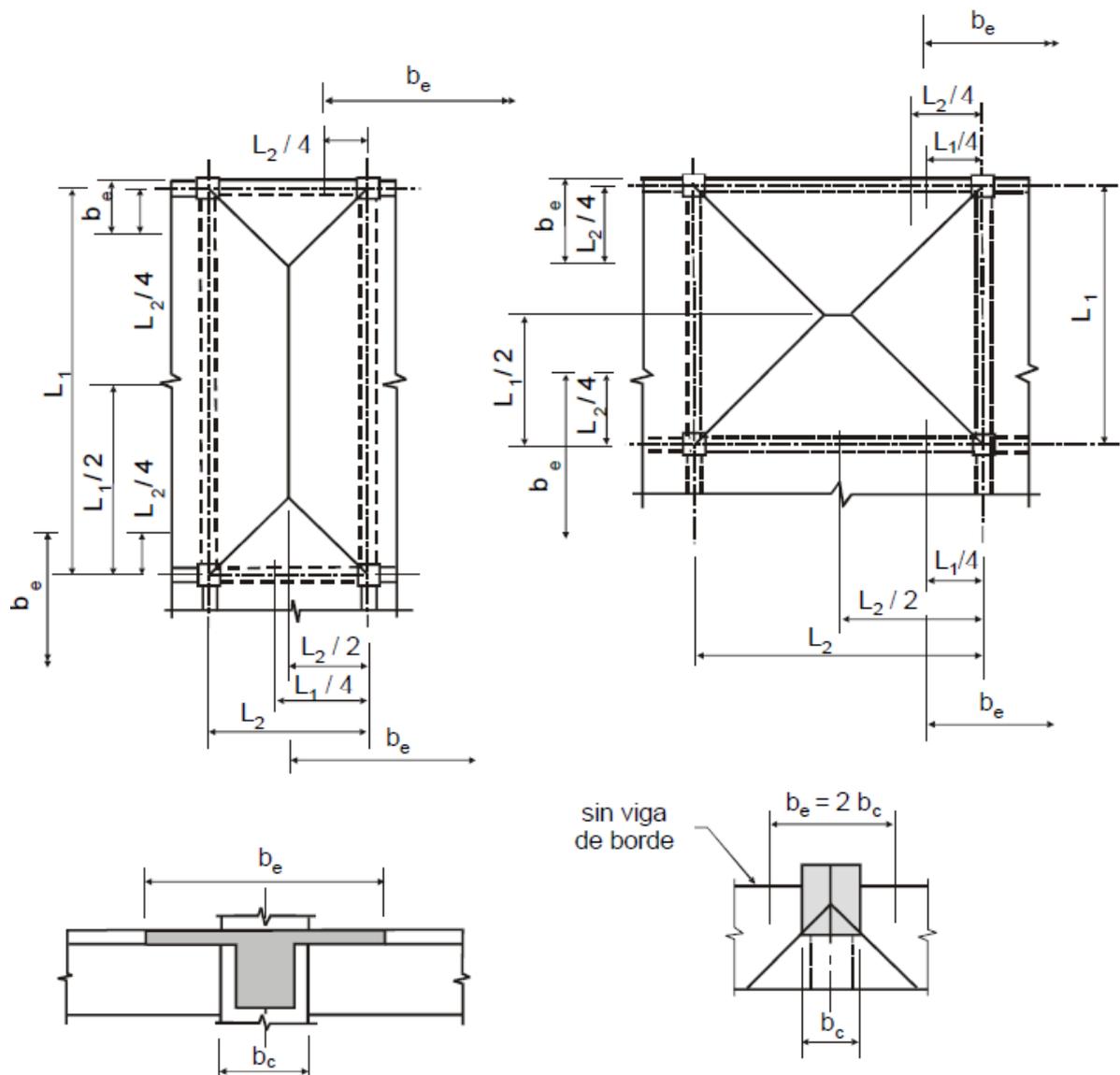


Figura 6.3. Anchos efectivos de alas traccionadas de vigas con momento negativo para losas coladas in situ.

Los estribos en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas deben cumplir 3 propósitos fundamentales (Figura 6.4):

- El primero, es retrasar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas. La separación requerida de los estribos, para prevenir el pandeo de las barras que fluyen en tracción y compresión como consecuencia de la reversión de momentos, es mucho menor que para las barras que sólo fluyen en compresión con flexión monótona.
- El segundo propósito de los estribos es proveer confinamiento en la zona de hormigón comprimido. Aún en vigas con la misma cantidad de armadura superior e inferior, es esencial preservar el hormigón en el núcleo de la sección (Figura 6.5).
- El tercer propósito de los estribos es proveer resistencia al corte.

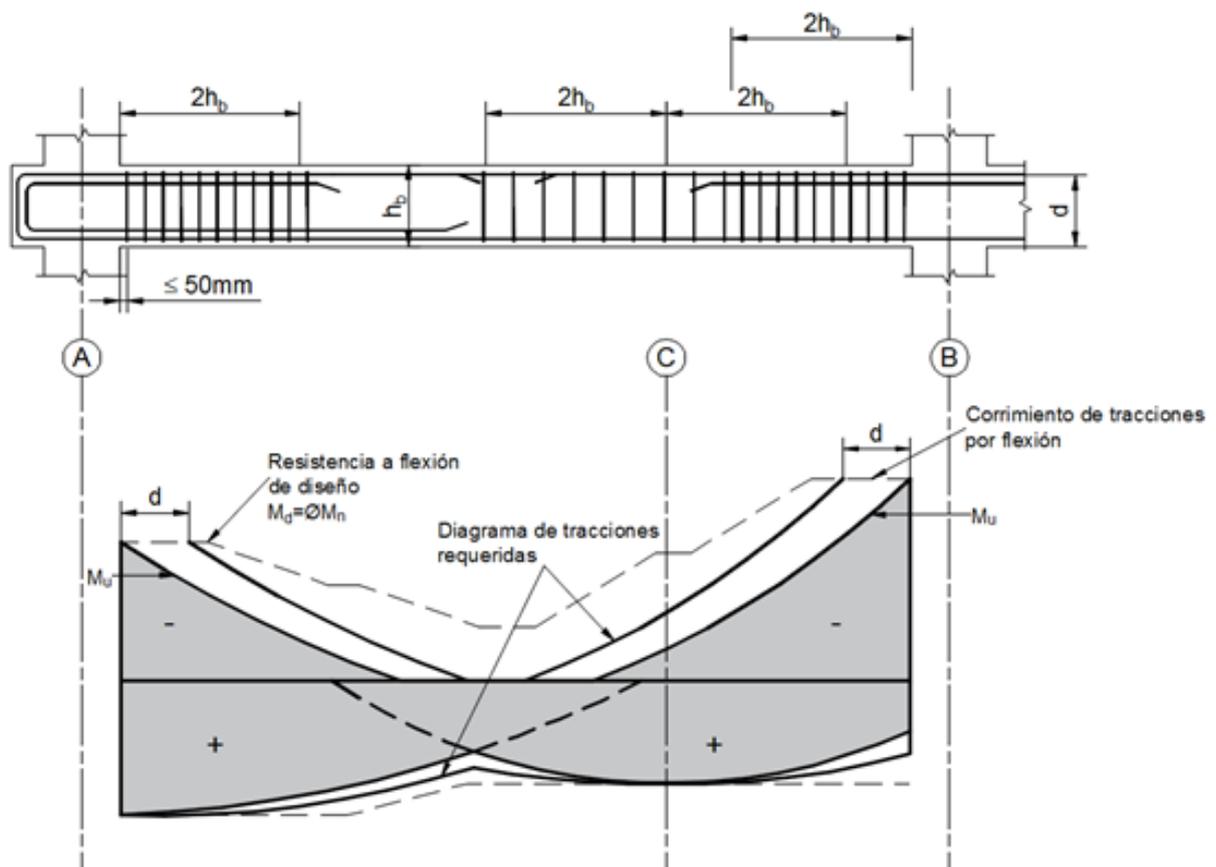


Figura 6.4. Longitud de las zonas potenciales de rótulas plásticas cuando la sección crítica se ubica en la cara del apoyo y en el tramo de la viga.

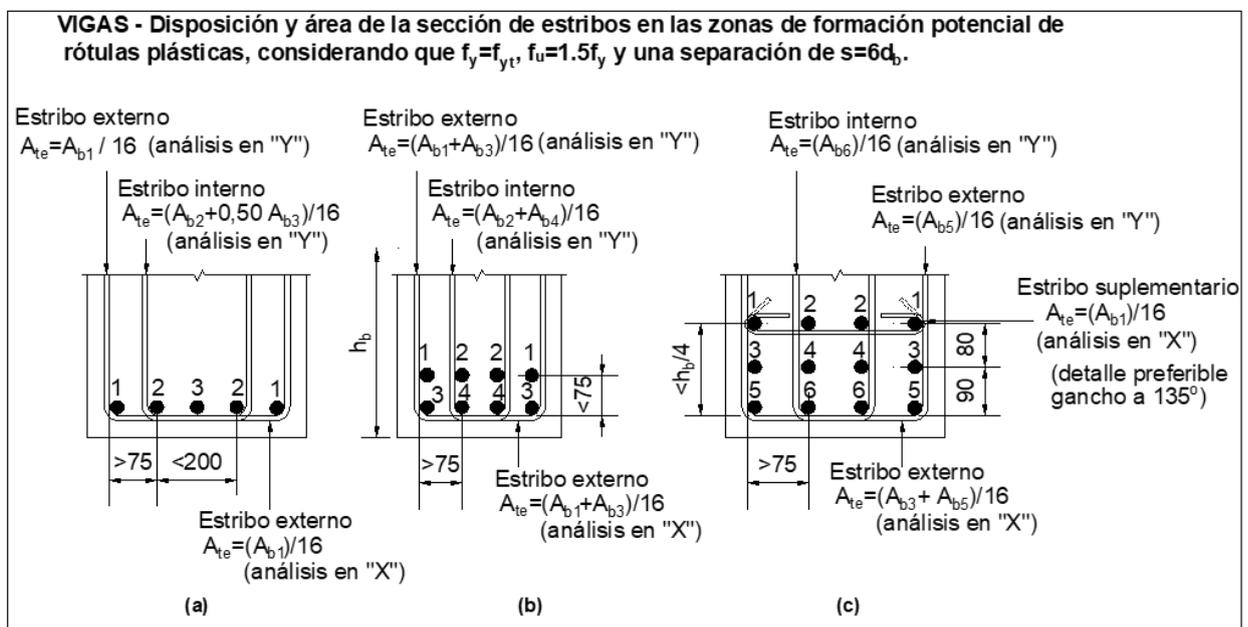


Figura 6.5. Disposición y áreas de sección de estribos y estribos suplementarios en zona potencial de rótulas plásticas en vigas. Casos de cinco y cuatro barras por capa, y hasta tres capas

El diseño de secciones de vigas al corte está basado en la que la fuerza última de corte,  $V_u$ , sea menor o igual que la fuerza de diseño de corte,  $V_d$ . El valor del esfuerzo de corte de

demanda,  $V_u$ , se determina a partir de la capacidad a flexión, considerando la sobrerresistencia desarrollada en las secciones críticas (de plastificación) de la viga. La tensión

de corte para cualquier estado límite o nivel de resistencia debe tomarse como índice y no como distribución real de tensiones en la sección. Se

debe conocer el área efectiva de corte,  $A_{cv}$ , correspondiente al área encerrada por la armadura transversal (Figura 6.6).

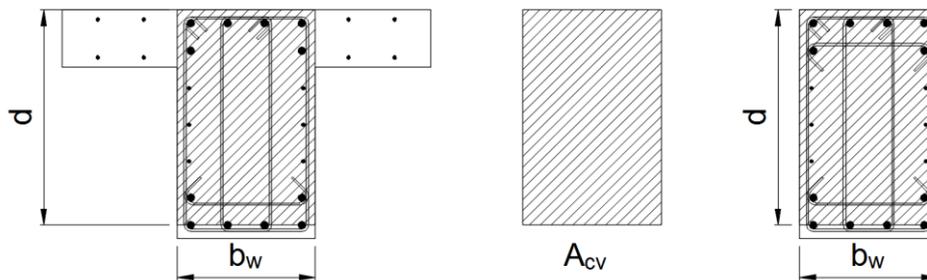


Figura 6.6. Ejemplos para determinación del área efectiva de corte en vigas

Un detalle constructivo significativo de obra en el comportamiento de la sección de hormigón armado corresponde a los anclajes de las armaduras cuando la sección se rotula (Figura 6.7).

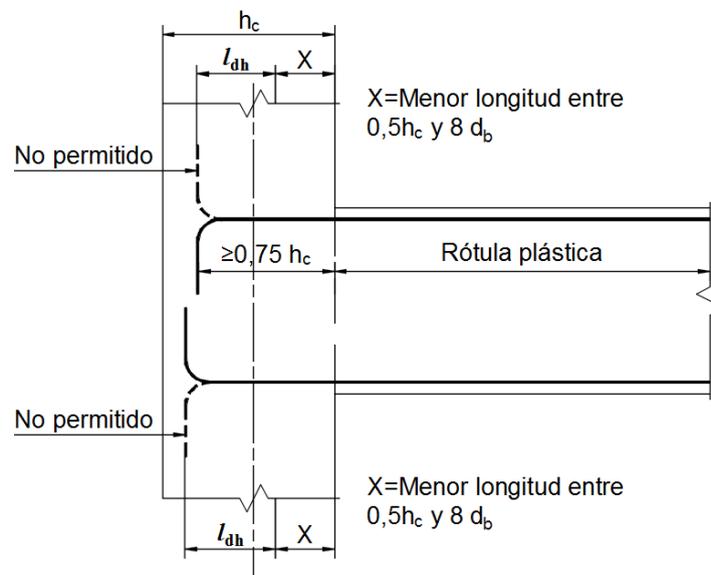


Figura 6.7. Anclaje de la armadura longitudinal de una viga cuando la sección crítica de formación potencial de rótula plástica está en la cara de la columna.

## 6.4.2. Diseño de columnas

Tal y como se ha planteado para las vigas, en el caso de columnas, es importante que establecer alguna relación entre el ancho (diámetro para pilares circulares), alto y luz libre de los elementos (distancia entre caras de soportes), particularmente si se espera que el elemento exhiba una respuesta dúctil ante el terremoto de diseño.

La altura total  $h_c$ , el ancho (diámetro para secciones circulares)  $b_c$ , y la luz libre entre apoyos (distancia entre caras soportes)  $L_n$ , de

elementos de sección rectangular deben cumplir las condiciones indicadas en las ecuaciones 6.5 y 6.6:

$$\frac{L_n}{b_c} \leq 25 \quad (6.5)$$

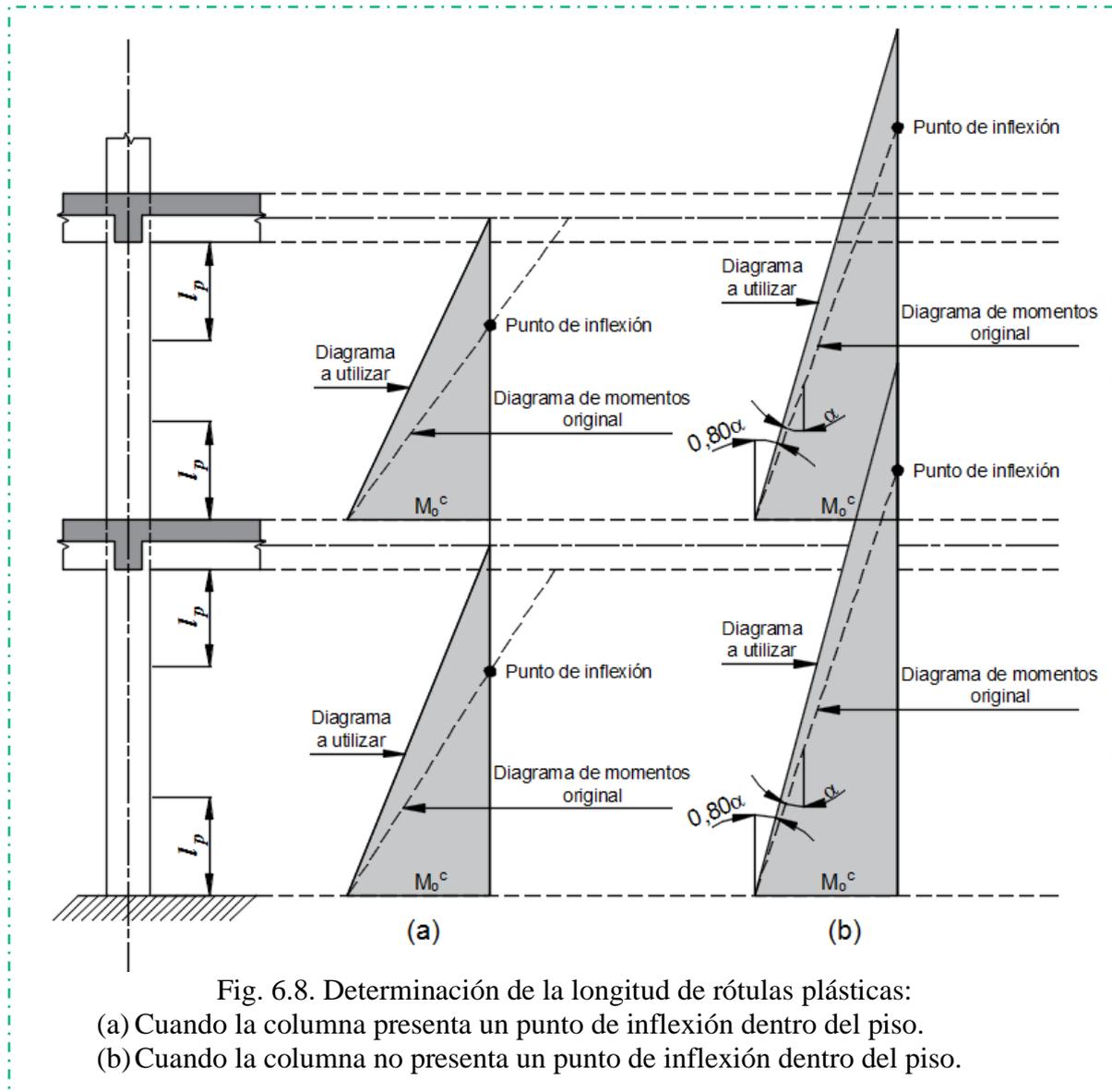
$$\frac{L_n h_c}{b_c^2} \leq 100 \quad (6.6)$$

Para columnas en voladizo, se deben cumplir con las ecuaciones 6.7 y 6.8:

$$\frac{L_n}{b_c} \leq 15 \quad (6.7)$$

$$\frac{L_n h_c}{b_c^2} \leq 60 \quad (6.8)$$

La Figura 6.8 muestra el diagrama de momentos a utilizar cuando la columna presenta un comportamiento dúctil, en función de que la columna presente un punto de inflexión dentro o fuera del piso.



Uno de los requerimientos básicos del diseño por capacidad de pórticos con alta ductilidad es que, en general, debe minimizarse la posibilidad de formación de rótulas plásticas de los extremos de columnas, excepto en la sección inferior de las columnas del primer piso. De acuerdo con ello, es necesario determinar las máximas solicitaciones impartidas por las vigas a las columnas. Esto se logra con el uso del factor de sobrerresistencia flexional de vigas, tomado, por conveniencia, en los ejes de las columnas en cada piso y evaluado para cada

dirección de la acción sísmica. El factor de sobrerresistencia de una viga, pertinente a un extremo de una columna, es la relación entre la suma de las capacidades de las vigas que concurren a un nudo, cuando desarrollan su sobrerresistencia flexional, considerando la armadura realmente provista, y la suma de los momentos demandados en las mismas secciones, solamente por la acción sísmica, tomados ambos valores en los ejes de las columnas (Figura 6.9).

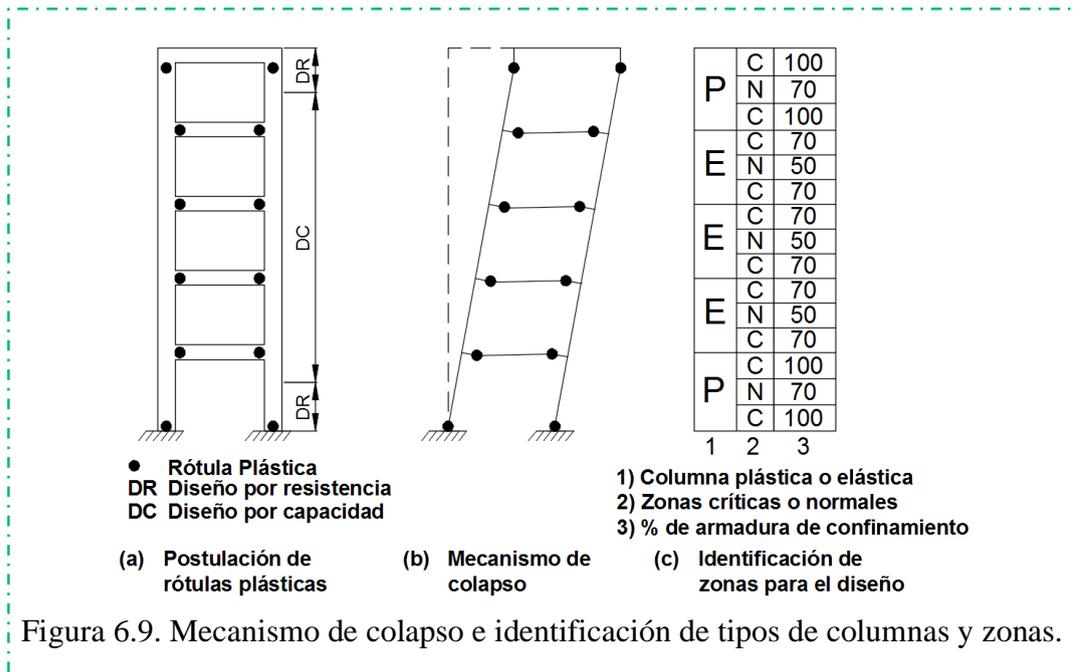


Figura 6.9. Mecanismo de colapso e identificación de tipos de columnas y zonas.

En la Figura 6.10 se presentan detalles de la armadura transversal de columnas en zona de rótulas plásticas con el uso de estribos cerrados o con estribos suplementarios. Dado que, en presencia de cargas axiales elevadas, el uso de estribos no es suficiente para estabilizar el comportamiento lateral de los pilares, en

ocasiones se establecen requerimientos de diseño con el fin de controlar su nivel de carga axial en compresión. Estos requisitos pueden llegar a modificar de manera importante las dimensiones de las columnas perimetrales y de esquina.

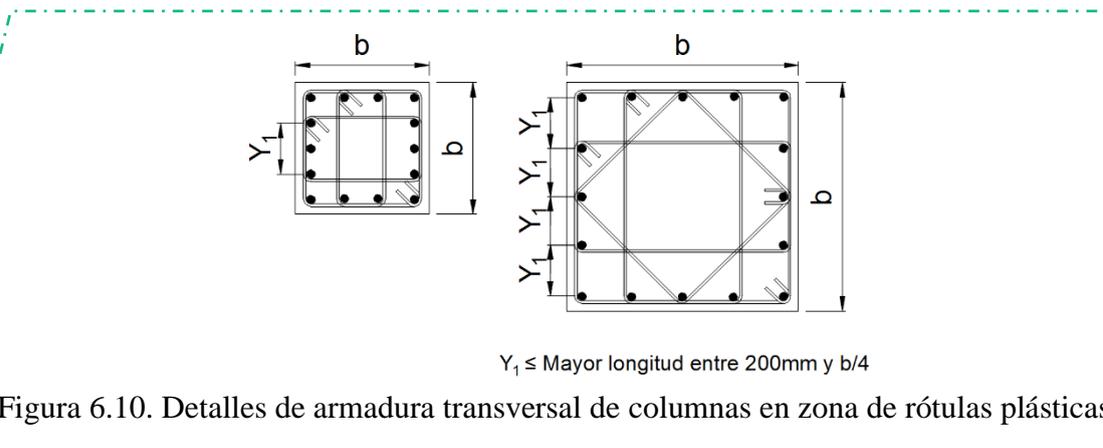


Figura 6.10. Detalles de armadura transversal de columnas en zona de rótulas plásticas.

En el caso de columna el área efectiva de corte corresponde al área encerrada por el eje de la armadura transversal y el perímetro envolvente externo como se indica en la Figura 6.11.

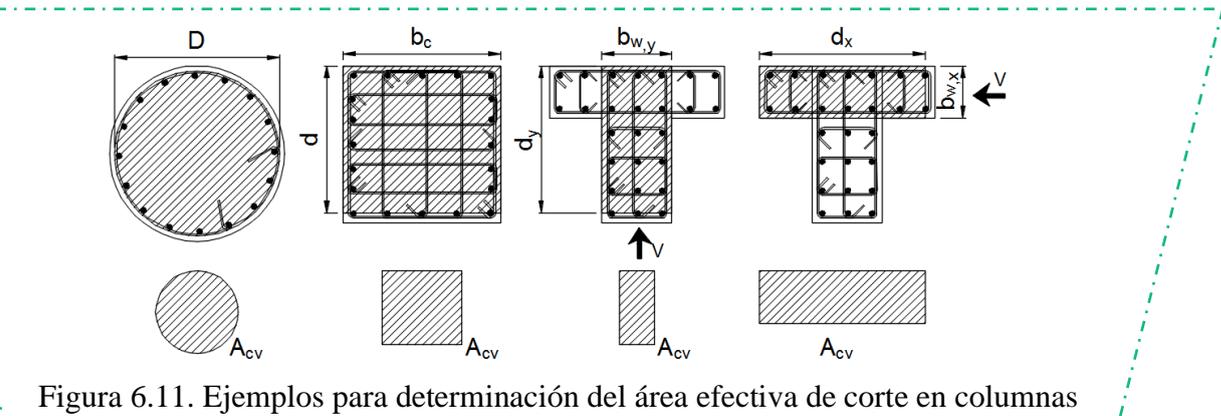


Figura 6.11. Ejemplos para determinación del área efectiva de corte en columnas

### 6.4.3. Nudos viga-columna

Los criterios de diseño de nudo viga-columna pueden adoptarse de la escuela americana con el confinamiento y/o de la escuela neozelandesa con la verificación de resistencia al corte. La Figura 6.12 presenta el comportamiento de un nudo de pórtico ante cargas gravitatorias y ante cargas sísmicas, donde se pueden apreciar la valoración de las solicitaciones de las secciones

del nudo. Vale la pena mencionar que las conexiones suelen ser las zonas más difíciles de detallar de un marco, ya que más allá del refuerzo transversal que se requiere para confinarlas, en ellas converge el acero longitudinal del pilar y de las vigas que se conectan a él (en la mayoría de las veces, en dos direcciones perpendiculares). Debido a esto, se requiere de mucho cuidado durante su detallado, y de indicaciones claras en los planos estructurales para su construcción en obra.

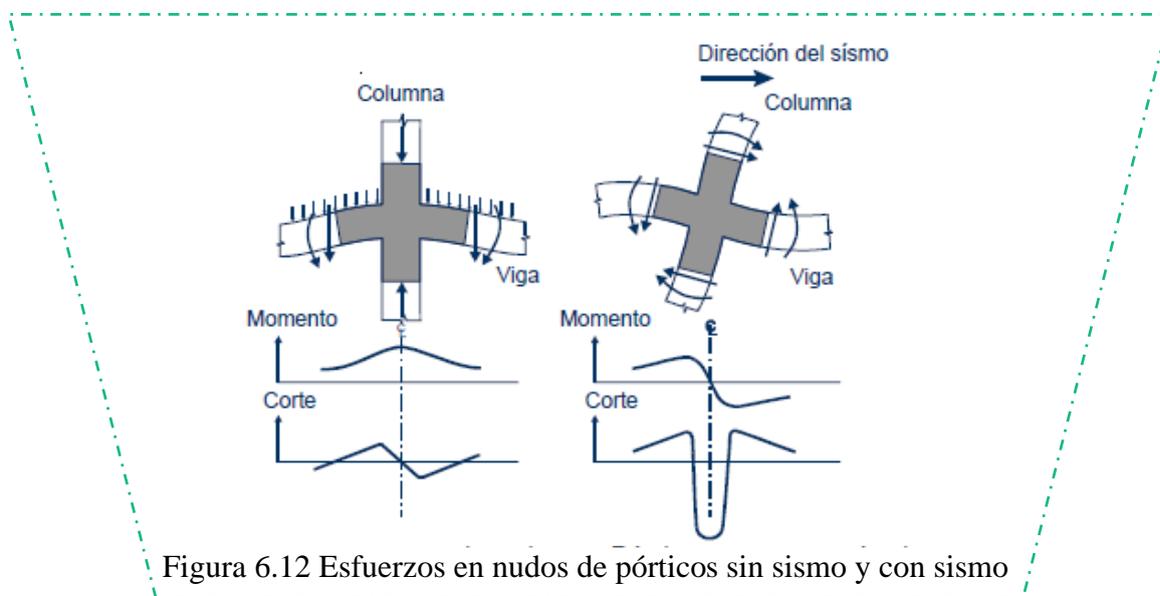


Figura 6.12 Esfuerzos en nudos de pórticos sin sismo y con sismo

El diseño de las secciones de conexión requiere un cuidadoso detallado en función de las dimensiones de los elementos a unir. La Figura 6.13 presenta el detalle en el caso que la viga sea más angosta que la columna.

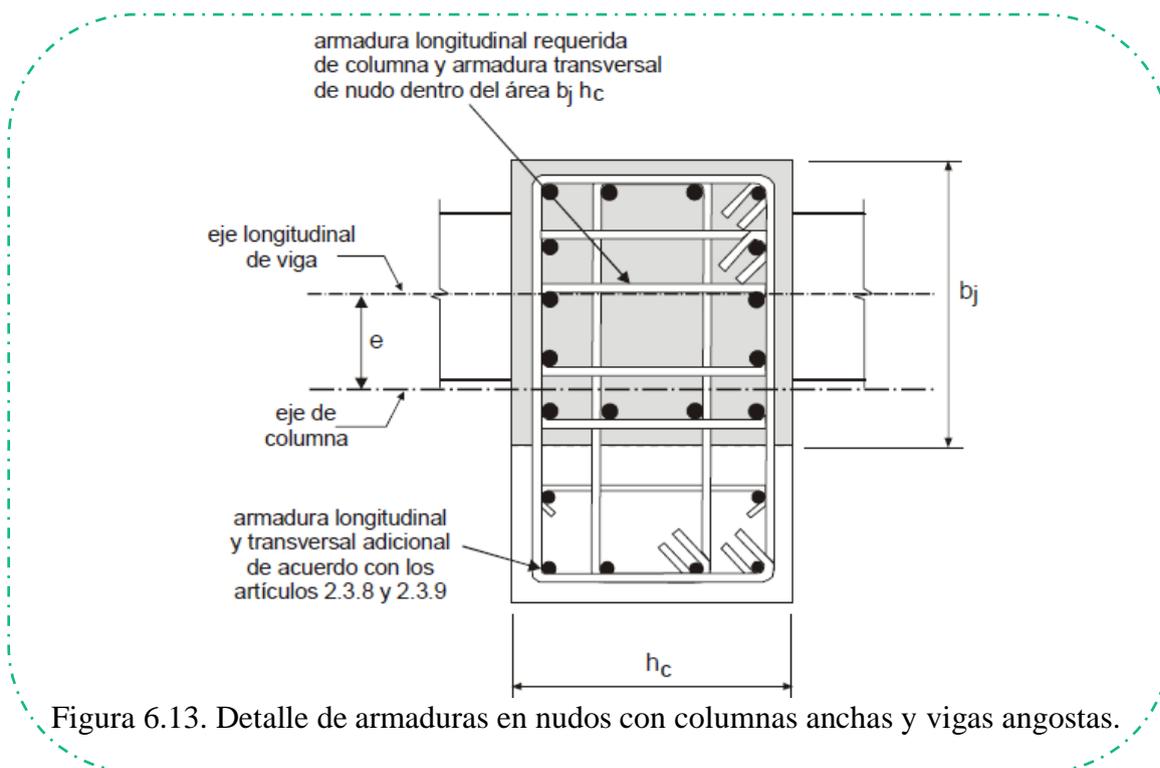


Figura 6.13. Detalle de armaduras en nudos con columnas anchas y vigas angostas.

### 6.4.4. Tabiques o paredes de corte

Resulta conveniente clasificar los tabiques sismorresistentes en tabiques en voladizo y tabiques acoplados, ya que cada uno tiene particularidades propias en su diseño. Es importante también cuantificar el grado de acoplamiento a fin de que el diseñador pueda distinguir si está tratando con tabique acoplados, o con 2 tabiques en voladizo interconectados entre sí.

Los tabiques sismorresistentes en voladizo son aquéllos donde el momento de vuelco total en la base se resiste mayoritariamente por flexión, Figura 6.14. (a). En caso de un diseño por capacidad adecuado de su resistencia en corte, el mecanismo de colapso se generará por una rótula plástica situada en la base de los tabiques. Los tabiques sismorresistentes acoplados son

aquéllos donde el momento de vuelco total en la base se resiste por flexión y por una cupla provocada por esfuerzos axiales, Figura 6.14. (b). El mecanismo plástico estará constituido por rótulas plásticas en las vigas de acoplamiento y en la base de los tabiques. Para que esto sea posible, las vigas de acoplamiento deberán poseer suficiente rigidez y resistencia a fin de que el factor de acoplamiento  $A$ , definido en la ecuación (6.9), esté comprendido entre  $1/3$  y  $2/3$ ; y un detallado adecuado para proveerles una capacidad de deformación importante. Los tabiques sismorresistentes compuestos por almas, alas y/o elementos de bordes deberán considerarse como unidades monolíticas integradas.

$$\frac{1}{3} \leq A = \frac{T_w}{M_w^o} \leq \frac{2}{3} \quad (6.9)$$

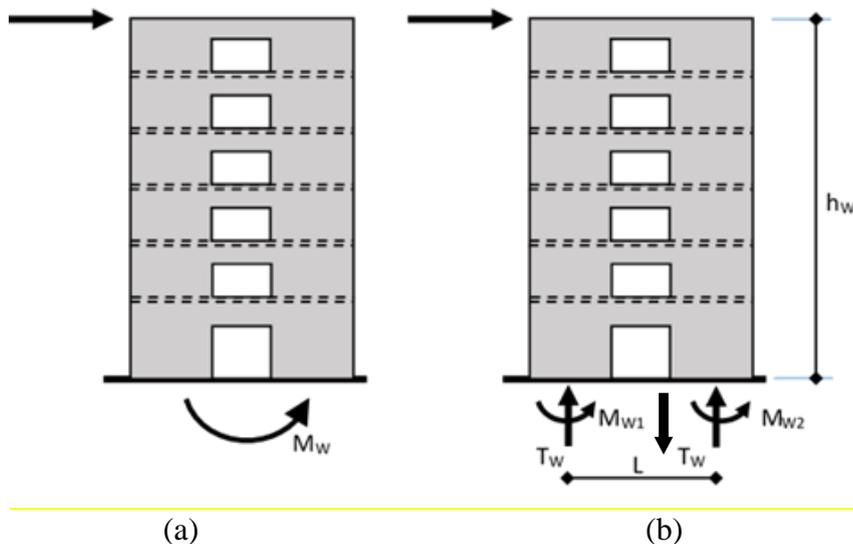


Figura 6.14. Mecanismos de resistencia flexional en tabiques sismorresistentes

Se espera que en el diseño de tabiques sismorresistentes se utilicen los principios aceptados de acción monolítica estructural. Las armaduras de corte y flexión deberán disponerse en cada parte de la sección transversal de acuerdo con los principios básicos establecidos. El diseñador debe asegurar, usando un detallado apropiado, que la interacción requerida entre las componentes pueda llevarse a cabo cuando se desarrollen la

sobrerresistencia flexional y la ductilidad requerida. La Figura 6.15 muestra un detalle constructivo de la disposición de armaduras para conseguir este efecto. Deberán evitarse, en la medida de lo posible, los empalmes de la armadura vertical de flexión en la zona de formación potencial de rótulas plásticas. En esta zona no deberá empalmarse más de  $1/3$  de dicha armadura en la misma sección.

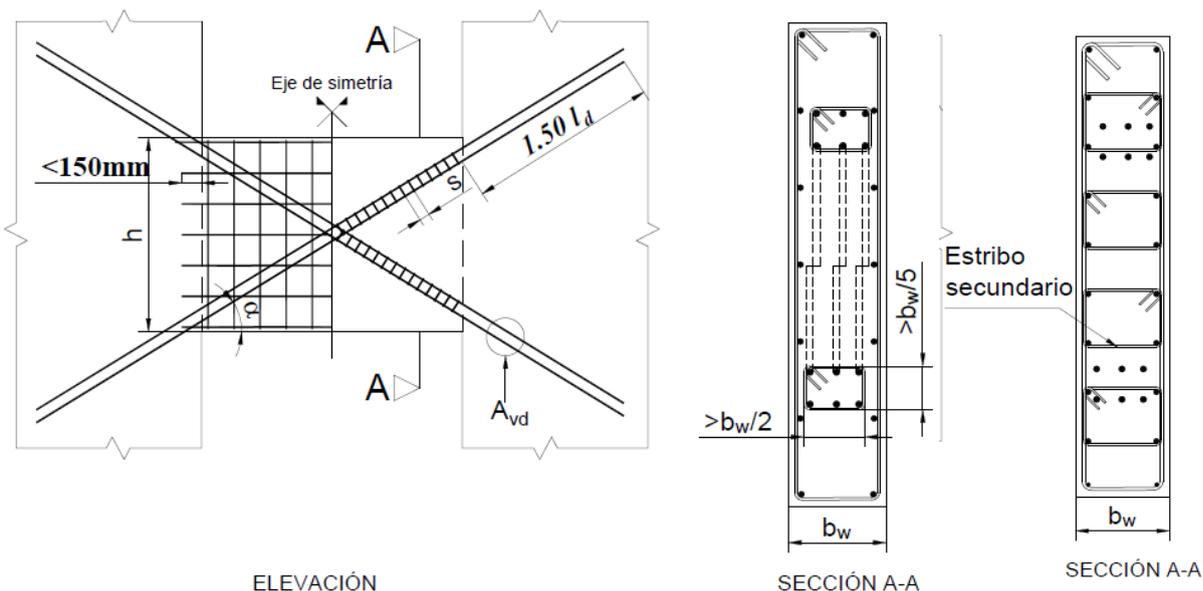


Figura 6.15. Confinamiento de armadura diagonal y de la sección completa de hormigón.

## 7. EL FUTURO DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

La evidencia experimental y los estudios de campo han llevado a la comprensión de que el nivel de daño que una estructura exhibe después de una excitación sísmica depende, en lo fundamental, de su demanda máxima de desplazamiento lateral. Conforme muestra la Figura 7.1, a mayor deformación lateral del

sistema estructural, mayor su nivel de daño estructural y no estructural. La flecha roja indica que el enfoque actual de diseño para estructuras de ocupación estándar contempla que las estructuras desarrollen daño importante durante el sismo de diseño.

**Control de Pérdidas.** Debe controlarse el desplazamiento de manera más estricta, para que el sistema estructural no sufra daño de consideración.

**Enfoque Actual.** El enfoque de diseño permite que la estructura se desplace más allá de su límite elástico. El desplazamiento excesivo puede resultar en daño de consideración.

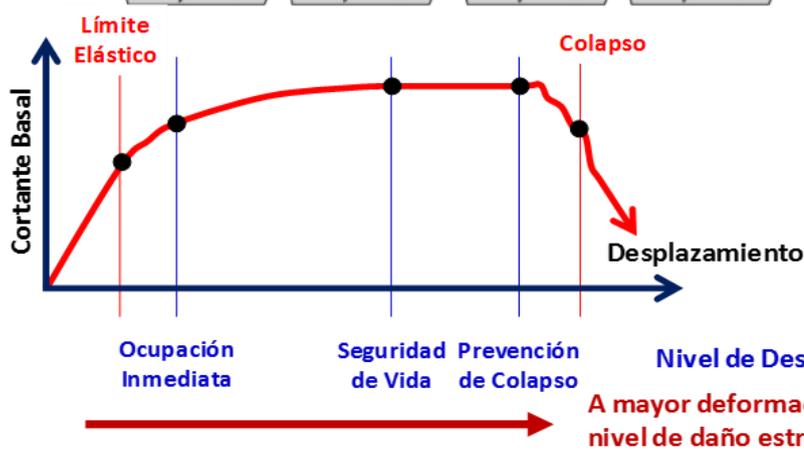


Figura 7.1. Evolución del daño en función de la deformación lateral

El nivel de vulnerabilidad de los sistemas estructurales sismorresistentes actuales, entendida aquí como susceptibilidad a sufrir daño y a recuperarse del mismo, puede entenderse a partir de los objetivos de diseño sísmico actualmente considerados. En el caso de una estructura de ocupación estándar, el objetivo que suele regir el diseño establece que el sistema estructural debe resistir sin colapso, aunque con algún tipo de daño estructural y no estructural, el sismo de diseño. Este objetivo implica que, aunque las estructuras de ocupación estándar hayan sido diseñadas conforme al reglamento por un profesional competente, un porcentaje de ellas puede llegar a exhibir daño de importancia después de un sismo intenso.

En términos de las crecientes e inaceptables pérdidas sociales, económicas y ambientales que se han tenido durante eventos sísmicos recientes, varias voces expresan la necesidad de replantear el enfoque actual de diseño. Se ha indicado que el objetivo fundamental del diseño sísmico debe ser la reducción del consumo de materiales estructurales y su protección mediante un adecuado control de daño. En notorio contraste con el pasado, se plantea que el desempeño de los edificios modernos debe trascender la prevención de fallas estructurales catastróficas, de tal manera que puedan satisfacer las múltiples y complejas necesidades socioeconómicas de las sociedades humanas modernas. Dentro de un contexto así, puede entenderse la innovación en el ámbito de la ingeniería sísmica a partir de la concepción y diseño de sistemas estructurales eficientes y ligeros, que puedan controlar su nivel de daño a través de controlar eficientemente su desplazamiento lateral. Un diseño enfocado al control de pérdidas se resalta en la Figura 7.1 con la flecha verde.

¿Qué puede hacerse para reducir el impacto (consecuencias) de un sismo? El ser humano no puede modificar los ciclos y ritmos de la naturaleza; por tanto, el único camino que queda para las sociedades humanas implica reducir la vulnerabilidad de su entorno construido. Un concepto que hace posible lo anterior es el de resiliencia, entendida como la habilidad de un sistema para controlar el nivel de daño que sufre ante la ocurrencia de una excitación sísmica, y recuperar su funcionalidad

en el tiempo más corto posible. Un medio construido resiliente queda integrado por componentes resilientes que conforman un sistema cuyas interacciones hacen posible la recuperación de sus funciones esenciales en poco tiempo.

Varios profesionales ven en el diseño basado en resiliencia el tema integrador para la ingeniería sísmica internacional. Aunque este enfoque recibe más atención conforme pasa el tiempo, y esto resultará en una uniformización de definiciones y criterios, hoy en día existe una variedad de propuestas para aportar resiliencia sísmica a las estructuras. Una discusión detallada de dichas propuestas rebasa el alcance de este escrito. Como alternativa, se considera de interés discutir un enfoque que ejemplifica bien la capacidad que tiene la comunidad internacional de ingeniería estructural para plantear soluciones técnicas pertinentes a los complejos problemas de las sociedades humanas que se desarrollan en zonas de alta sismicidad. El enfoque referido es el de sistema tolerante a daño. Conforme a lo mostrado en la Figura 7.2a, el sistema estructural del edificio debe integrar el trabajo de 2 sub-sistemas estructurales: a) Uno aporticado que baja de manera mayoritaria las cargas gravitacionales (denotado sistema primario); y b) Otro diseñado para controlar la respuesta lateral del edificio (denotado sistema de control).

El sistema de control debe controlar la deformación lateral del edificio de tal manera que el sistema primario no sufra daño excesivo, y pueda ocuparse inmediatamente después de la ocurrencia de la excitación sísmica. Conforme a lo indicado en la Figura 7.1, esto se logra por medio de reducir significativamente la demanda de deformación lateral en el sistema estructural con respecto a la permitida por la normatividad actual. En algunas ocasiones, el sistema de control puede sufrir daño, en cuyo caso se le conoce como sistema de sacrificio. De acuerdo con lo mostrado en la Figura 7.2b, en este caso su funcionamiento puede entenderse como el de un fusible estructural, que toma la sobrecarga lateral debido a la ocurrencia de un sismo, y protege al sistema primario. El daño en los elementos de sacrificio debe limitarse a niveles aceptables, y deben ubicarse en puntos de la estructura donde sean fácilmente accesibles para su pronto remplazo.

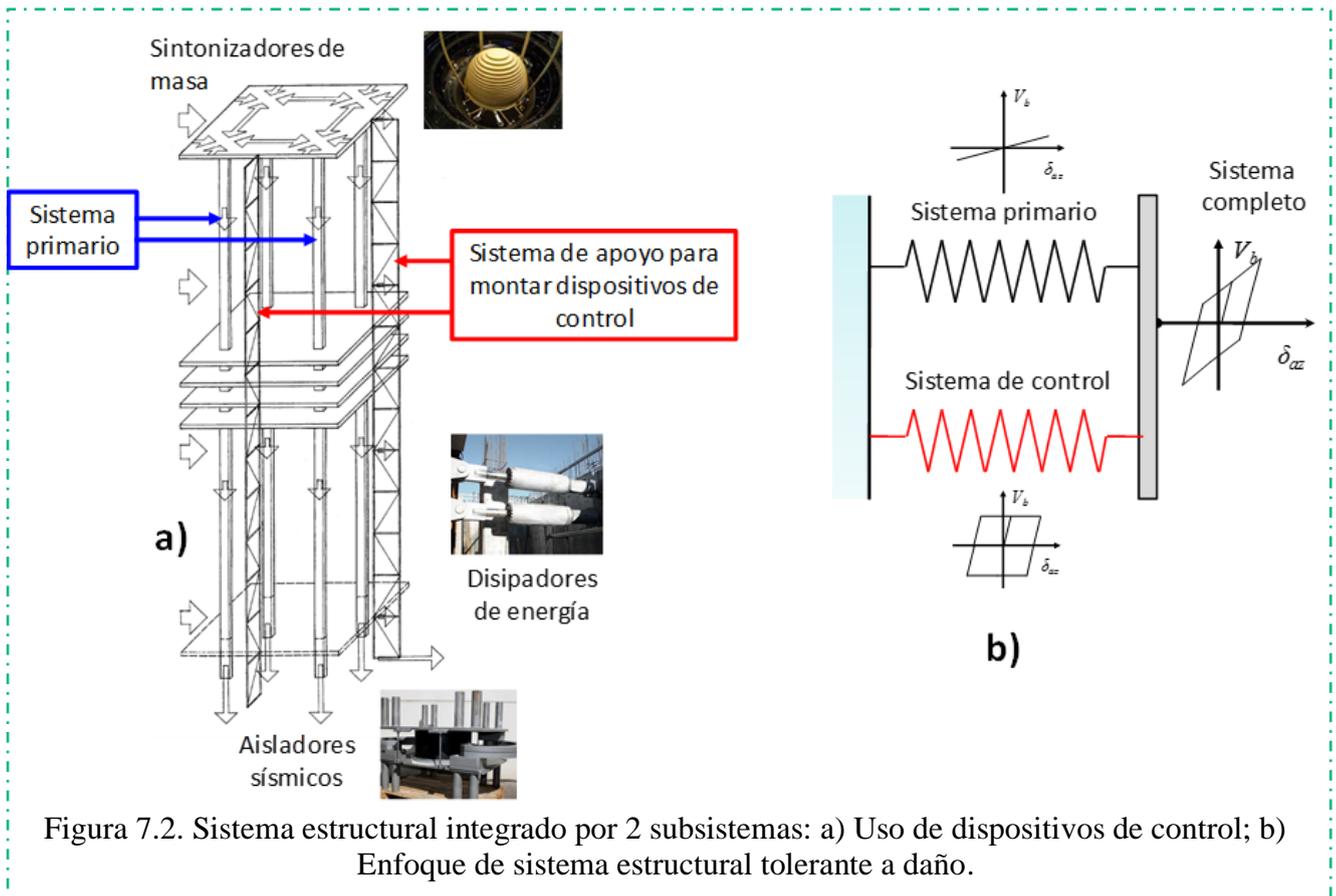


Figura 7.2. Sistema estructural integrado por 2 subsistemas: a) Uso de dispositivos de control; b) Enfoque de sistema estructural tolerante a daño.

La optimización de los sistemas estructurales sismorresistentes se ha enfocado, por un lado, al uso de sistemas primarios aperticados ligeros concebidos para resistir en exclusiva las cargas gravitacionales, lo que resulta en enormes ahorros en términos de su peso y detallado. Dada la baja resistencia a sismo de un sistema primario así, ha sido necesario desarrollar, por el otro lado, dispositivos de control que, con eficiencia sin precedente, han sido capaces de reducir la amplitud de las vibraciones sísmicas del sistema estructural integrado. El desarrollo de la tecnología ha sido tal, que ha hecho posible un control adecuado de la deformación lateral de sistemas primarios gravitacionales, con dispositivos que pesan menos del 5% del peso total de la estructura. Esto permite a los sistemas primarios satisfacer el nivel de desempeño de ocupación inmediata con sistemas estructurales integrados que exhiben mucho menor peso estructural que el que corresponde a los sistemas estructurales tradicionales.

De acuerdo con lo mostrado en la Figura 7.2a, existe una variedad de dispositivos de control. Muchos han sido concebidos y adaptados con creatividad a partir del know-how desarrollado por los ingenieros mecánicos para controlar las

vibraciones de máquinas y motores. En otros casos, los ingenieros estructurales han desarrollado ideas originales, como los sistemas basados en disipación histerética de energía. Además, en décadas recientes se han planteado cambios importantes en el enfoque usado para el diseño sismorresistente. En particular, el uso de enfoques de diseño basado en desempeño requiere que el ingeniero haga un diseño explícito y transparente de las propiedades del sistema estructural con el objetivo de que la estructura/edificio que lo contiene satisfaga criterios de desempeño que se plantean a priori como condiciones del diseño. Más que diseñar un sistema estructural para que resista un determinado conjunto de demandas sísmicas, se considera importante limitar, por medio de una combinación adecuada de propiedades estructurales, esas demandas. Ha surgido así un diseño sismorresistente con sentido de propósito, en que se transparentan las consecuencias que, en términos de pérdidas socioeconómicas y ambientales, e incluso de vida humana, tienen las decisiones de diseño. Hoy en día, un enfoque humanista del diseño sismorresistente requiere que el sistema estructural que se proponga para un edificio sea capaz de controlar eficientemente la

deformación lateral del edificio, de tal manera que no desarrolle daño de consideración y pueda ocuparse inmediatamente después de una excitación sísmica intensa. Puede entonces

decirse que la innovación en ingeniería sísmica implica la concepción y diseño de sistemas estructurales simples y eficientes que conformen un entorno construido resiliente.

---

## 7. BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

---

1. ACI 318 RS-19. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. Versión en español y sistema métrico SI y Comentarios.
2. ASCE 41-17 (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Standard by American Society of Civil Engineers.
3. Aschheim Mark, Enrique Hernández-Montes, Dimitrios Vamvatsikos. Design of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Performance. Practical Deterministic and Probabilistic Approaches. CRC Press, 2019
4. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes.
5. Fardis, M. (2009). Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings based on EN-Eurocode 8. Springer.
6. Moehle J. (2015). Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. McGraw Hill.
7. NCSE-02 Norma de Construcción sismorresistente: Parte general y edificación. Ministerio de Fomento. Gobierno de España. 2002.
8. NZS 3101: Part 1. (2006). Concrete Structures Standard, Part 1 - The Design of Concrete Structures. Standards New Zealand. Part 2. Commentary.
9. Paulay T. and M. J. N. Priestley. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley and Sons.
10. Priestley M.N., G. M. Calvi and M. J. Kowalsky. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures. IUSS Press. Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
11. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103-Parte II, Construcciones de Hormigón Armado, y Comentarios. 2005.
12. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes" INPRES-CIRSOC 103-Parte I, Construcciones en General, y Comentarios. 2013.
13. Kramer S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Ed.
14. SEAOC. Vision 2000..(1995). Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Building.