

CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO PARA ESTRUCTURAS INDUSTRIALES

Por Roberto Meli (I)

INTRODUCCION

Los procedimientos de diseño sísmico especificados por los códigos han sido deducidos y comprobados para los edificios regulares comunes, como los que se presentan en la construcción urbana; puede ser, por tanto, muy errónea su extrapolación a estructuras diferentes de las construcciones tipo edificio, como son con mucha frecuencia las estructuras industriales.

La gran variedad y disparidad de características que presentan las estructuras industriales no permite establecer procedimientos detallados de validez general; es necesario que el proyectista de estructuras de este tipo tenga una visión clara de los principios básicos que rigen la respuesta sísmica de las estructuras y de los criterios de diseño en que se basan los procedimientos establecidos por los códigos; deberá aplicar estos principios, junto con su buen juicio ingenieril, para determinar los métodos de análisis sísmico más adecuados a cada caso y la forma de adaptar a su estructura particular los requisitos especificados por los códigos para otros tipos de construcciones.

En México, el código en que se han planteado los procedimientos actuales de diseño sísmico es el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF); aunque los criterios y recomendaciones generales de este código son aplicables a todas las estructuras, muchos de los procedimientos particulares de análisis y diseño se basan en simplificaciones que son válidas si se cumplen una serie de condiciones que frecuentemente no se dan en estructuras industriales. Recientemente ha aparecido una nueva versión del Capítulo de Diseño Sísmico del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE); en sus criterios y procedimientos de análisis este manual se apega muy estrictamente al RDF, reflejando la validez general de los principios allí establecidos. Además contiene recomendaciones específicas acerca de la forma de llevar a cabo el análisis sísmico de algunas estructuras peculiares como tanques, chimeneas, torres y tuberías.

En otros países la situación es similar, en cuanto a que no existen códigos que cubran muchas de las estructuras a las que se enfrenta el ingeniero en el proyecto de obras industriales.

La intención de este trabajo es hacer una presentación de los principios básicos de diseño sísmico válidos para todas las estructuras, desta

(I) Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F.

cando aquellos aspectos cuya aplicación a cierto tipo de estructuras industriales da lugar a modificaciones en la práctica que se suele seguir en el diseño de los edificios comunes y sobre la cual se supone que el lector tiene un conocimiento adecuado.

CONCEPTOS GENERALES

El movimiento del terreno durante un sismo introduce energía en la estructura que sobre él se desplanta y esta energía debe ser disipada por la vibración de dicha estructura. La vibración que se induce y las sollicitaciones que por ello se generan dependen de la intensidad y características del movimiento del terreno, así como de las propiedades dinámicas de la estructura misma. En otra ponencia se ha tratado lo relativo al establecimiento del "sismo de diseño", o sea lo que se refiere a la determinación de ciertos parámetros que definen la acción sísmica y que dependen del riesgo sísmico del lugar y de la importancia de la estructura por construir; se ha tratado también sobre la forma en que estos parámetros son afectados por la topografía local, el suelo subyacente y la estructura misma. Aquí nos referiremos esencialmente a la respuesta de la estructura ante un movimiento sísmico dado.

Una estructura puede disipar la energía introducida por un sismo a través de vibraciones en su intervalo de comportamiento elástico o excursionando en etapas de comportamiento inelástico, Fig 1. Proyectar una estructura para que sea capaz de soportar un sismo excepcional, que tiene una probabilidad pequeña de ocurrir durante su vida útil, sin que sobrepase su intervalo de comportamiento elástico implicaría proporcionarle una resistencia muy alta que daría lugar a una solución en general muy costosa.

Tomando en cuenta lo anterior, los códigos de diseño sísmico establecen implícita o explícitamente que los objetivos que se deben perseguir son lograr una estructura que

- a) sea capaz de soportar sismos de intensidad moderada que tienen una alta probabilidad de presentarse durante la vida útil de la construcción sin que se presenten fallas en la estructura misma ni daños importantes a su contenido y sin causar pánico excesivo en los ocupantes. Para cumplir este objetivo es necesario procurar que la respuesta de la estructura se mantenga esencialmente elástica para ese nivel de intensidad sísmica.
- b) pueda disipar la energía introducida por un sismo de intensidad excepcional, que tiene una pequeña probabilidad de suceder durante la vida útil de la estructura, sin que se presente un colapso o fallas irreparables, pero admitiendo que la respuesta sobrepase el intervalo elástico y se presenten fluencias locales y daños estructurales aislados.

Para cumplir el primer objetivo es necesario esencialmente que la estructura posea suficiente rigidez a cargas laterales; además se requiere una resistencia lateral mínima que haga que la estructura no sobrepase su intervalo lineal en sismos de intensidad moderada; también es necesario que los elementos no estructurales tengan un tipo de conexión con la es-

estructura y propiedades tales que eviten se dañen por la vibración que se les transmite durante un sismo.

Para cumplir el segundo objetivo la estructura debe poseer una combinación adecuada de resistencia y ductilidad. La disipación de la energía de un sismo se puede lograr con un alta resistencia a cargas laterales y una ductilidad relativamente baja o viceversa. La elección de la combinación más conveniente depende de consideraciones económicas. Además, el cumplimiento simultáneo del primer objetivo implica una resistencia mínima a cargas laterales que limita la cantidad de energía que se permite disipar en el intervalo inelástico.

Por razones prácticas los códigos no exigen, para el cumplimiento de los dos objetivos, el análisis de la estructura para dos intensidades sísmicas: una correspondiente al sismo de diseño y otra al que pudiéramos llamar "sismo de servicio". Para evitar el doble análisis se emplea un solo sismo de diseño con el cual se revisa que

- 1) la estructura tenga una resistencia a carga lateral congruente con la capacidad de disipación de energía de que dispone, según el material, el tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento y de refuerzo
- 2) los desplazamientos laterales se mantengan dentro de límites admisibles; sin embargo, como lo que se quiere limitar realmente son los desplazamientos para un sismo de intensidad considerablemente menor que el de diseño, los desplazamientos calculados se comparan con valores admisibles que son muy superiores a los que realmente se quieren controlar; esta forma indirecta de tratar de limitar daños ante sismos moderados es criticable, ya que tiende a ocultar el objetivo real de la revisión y los valores de los desplazamientos que realmente son dañinos en una construcción, pero tiene las ventajas prácticas mencionadas.

El cumplimiento de los dos objetivos del diseño sísmico no se logra únicamente revisando que la estructura sea capaz de soportar un sistema de cargas laterales equivalentes, sino con diversas opciones de conjuntos de requisitos relativos a la estructuración, análisis, dimensionamiento y detallado; el proyectista debe usar su ingenio para encontrar en cada caso particular la combinación de requisitos que da lugar a la estructura económicamente más conveniente.

La capacidad de disipación de energía en campo inelástico se toma en cuenta en los códigos mediante espectros modificados por ductilidad. El espectro elástico de diseño se reduce, como se muestra en la Fig 2, según un factor de reducción por ductilidad que depende de los requisitos que se observen para asegurar un alta capacidad de disipación de energía. Según el RDF y el manual de CFE, este factor de reducción por ductilidad puede llegar hasta ser igual a seis; según otros códigos puede ser aún mayor, hasta ocho según el ATC; lo anterior implica que, permaneciendo constantes otros factores, el coeficiente sísmico que debe emplearse para una estructura que no puede sobrepasar el intervalo elástico puede reducirse

hasta seis veces si se toman ciertas precauciones que aseguren la ductilidad de su comportamiento. Sin embargo con frecuencia no puede aprovecharse toda la reducción que el código permite por varias razones:

- i) Los requisitos impuestos por las funciones que debe desempeñar la construcción, frecuentemente no permiten el cumplimiento de algunas de las condiciones necesarias para poder usar factores de reducción altos. En particular en estructuras industriales es común que se tenga falta de simetría en la distribución de masas y rigideces en planta y elevación, de manera que se viola la exigencia de que el factor de seguridad ante carga lateral no difiera de uno a otro piso en más de 25% para poder usar $Q = 6$, o más de 35% para el empleo de $Q = 4$. De esta manera en muchas de las estructuras industriales, aún las de marcos de acero con conexiones dúctiles, solo puede tomarse un factor de reducción de dos.
- ii) La observancia de las limitaciones de desplazamiento lateral obliga a proporcionar a la estructura una rigidez lateral que implica dimensiones de los elementos tales que su resistencia a cargas laterales es necesariamente superior a la que se requiere si se usan factores de reducción grandes. De esta manera el costo involucrado en respetar los requisitos de ductilidad sería desperdiciado, ya que las secciones obtenidas en la revisión de resistencia deberán aumentarse para cumplir con rigidez lateral. Esto suele suceder en estructuras aperticadas de acero.
- iii) En la misma línea del punto anterior, aún cuando no haya factores externos que lo obliguen, no siempre resulta económicamente más conveniente el empleo del factor de reducción por ductilidad máxima que exige el código. El cumplimiento de los requisitos exigidos para poder usar $Q = 6$ puede implicar un costo en detalles de refuerzo y tamaño de las secciones, superior que el que se obtiene para resistir las fuerzas laterales superiores que corresponden a $Q = 4$. Lo anterior es probablemente cierto en marcos de concreto.

En resumen, para cada caso deberá hacerse una evaluación de los distintos factores de reducción por ductilidad aceptables para el sistema estructural elegido para la obra y emplear el que dé lugar a la solución más económica.

En lo que concierne a la revisión por desplazamientos laterales, los valores especificados por los códigos RDF y CFE están pensados esencialmente para edificios. Cuando la estructura tenga ligados elementos no estructurales frágiles, se admite una distorsión de entrepiso (desplazamiento relativo entre altura) máxima de 0.008 para las fuerzas laterales correspondientes al sismo de diseño, ver Fig 3. Este valor tiene en realidad la intención de limitar a 0.002 la distorsión de entrepiso para un sismo que produce solicitaciones del orden de una cuarta parte del sismo de diseño; este segundo límite (0.002) es el que en realidad se ha encontrado produce daños importantes en muros divisorios y recubrimientos de fachadas. Para estructuras en que no haya elementos frágiles conectados, el desplazamiento lateral admitido es de 0.016. Este valor tiene como

principal intención evitar ante el sismo de diseño desplazamientos que produzcan efectos significativos de segundo orden.

Los límites anteriores pueden resultar inadecuados en algunas estructuras industriales. Cuando el contenido de la estructura es muy sensible a las vibraciones estructurales y puede ser particularmente grave el daño que resulte de su mal funcionamiento o de su rotura por vibraciones excesivas, el límite de 0.008 debe reducirse considerablemente. Se ocurren como ejemplo estructuras que contengan equipos para el control del proceso de toda una planta industrial, aquellas por las cuales pasen tuberías que contengan líquidos o gases tóxicos y todos aquellos casos en que una deformación excesiva puede causar la interrupción de un servicio vital para la comunidad y difícil de restablecer de inmediato.

Por otra parte en el caso de que el contenido de la estructura no sea muy sensible a los desplazamientos laterales, el límite de 0.016 establecido por los códigos resulta poco conservador si existen masas importantes concentradas a gran altura en la estructura las que pueden ocasionar efectos de segundo orden mayores de lo común.

Los casos anteriores representan algunos ejemplos de las situaciones en que el proyectista debe ejercer su juicio para extrapolar a su estructura particular especificaciones dirigidas a otro tipo de construcción.

DUCTILIDAD

Antes de pasar a tratar los aspectos sísmicos que deben considerarse en las diferentes etapas del diseño conviene dedicar algunos párrafos a comentar un concepto que ha adquirido una importancia básica en los criterios actuales de diseño sísmico y que frecuentemente se interpreta de manera errónea, o por lo menos limitada. El concepto es el que se refiere al efecto del comportamiento inelástico en la respuesta y en la seguridad ante sismo; se acostumbra resumir en una sola propiedad, llamada ductilidad, las características que influyen en la respuesta inelástica, aunque esta es una simplificación que puede dar lugar a errores graves.

Cuando una estructura es sometida a ciclos de alternación de carga más allá de su límite elástico, la curva esfuerzo - deformación describe lazos de histéresis que encierran cierta área, Fig 4; esta área equivale a un amortiguamiento histerético que contribuye a disipar la energía introducida por un sismo. Por tanto una estructura que se admita sobrepase su intervalo elástico, necesitará para disipar la energía del sismo de diseño una resistencia menor que otra que debe comportarse elásticamente.

Para que el comportamiento inelástico sea adecuado y permita una reducción importante en la resistencia que es necesario proporcionar a la estructura, la relación esfuerzo - deformación debe presentar las características siguientes:

- a) Ductilidad, o sea capacidad de mantener constante su resistencia para deformaciones muy superiores a la de fluencia, Fig 4.

- b) Capacidad de disipación de energía, o sea que los lazos de histéresis en etapas inelásticas encierren un área apreciable que implique un fuerte amortiguamiento.
- c) No mostrar deterioro, o sea que los lazos de histéresis se mantengan estables ante varias repeticiones de carga, para que no vaya disminuyendo la capacidad de disipación de energía.

Cuando se habla de una estructura dúctil en lo relacionado a diseño sísmico, se entiende que presente las tres características mencionadas, aunque la ductilidad no necesariamente implica el cumplimiento de las otras dos, como se muestra en la Fig 5.

El proyectista deberá conocer cuáles son las situaciones en que puede esperar un comportamiento favorable en cuanto a disipación de energía y cuando no. Debe tener en mente que la ductilidad que interesa es a nivel de estructura global y no de secciones aisladas o de material. El emplear un material dúctil, como el acero estructural, es una condición favorable pero no suficiente para alcanzar una estructura dúctil. Aunque el acero puede mostrar factores de ductilidad del orden de 20 o más, una estructura de acero tendrá una falla totalmente frágil, si su capacidad está dominada, por ejemplo, por la falla por pandeo de una columna o de una diagonal de arriostramiento o por pandeo lateral de una viga. Por otra parte aunque el concreto es un material inherentemente frágil, una estructura de concreto puede alcanzar ductilidades muy altas si se diseña de manera que los modos de falla impliquen fluencia en tensión del refuerzo, mientras que los esfuerzos en el concreto se mantienen bastante inferiores a los resistentes, Fig 6.

Ejemplos de modos de falla que dan lugar a un comportamiento aceptablemente dúctil, pero que no tienen una capacidad de disipación de energía adecuada, son las fallas por cortante en secciones de concreto reforzadas con estribos. Una sección con una cantidad alta de estribos muestra un comportamiento como el de la Fig 5b, en que si se alcanza la capacidad en cortante se tiene cierta ductilidad, pero ante repeticiones de carga alternada el área incluida en los ciclos de histéresis es bastante reducida. Una sección con baja cuantía de refuerzo transversal, al fallar por cortante puede mostrar ductilidad pero su resistencia y capacidad de disipación de energía se reducen progresivamente ante la repetición de cargas, como en el modelo representado en la Fig 5c.

Una estructura tendrá un comportamiento inelástico más adecuado mientras:

- 1) más dúctil sea el comportamiento de las secciones que llegan a su máxima capacidad
- 2) mayor número de secciones lleguen a la fluencia antes de que ocurra el colapso global de la estructura

Para el primer aspecto deberán observarse los requisitos, establecidos por los códigos, que llevan a las secciones a tener un comportamiento sufi

cientemente dúctil; deberá diseñarse, además, de manera que dominen los modos de falla en los que se puede lograr alta ductilidad, tomando factores de seguridad adicionales contra todos aquellos modos de falla en los que no es posible lograr una ductilidad aceptable, como el pandeo local o global en elementos de acero o la falla por compresión, cortante, torsión y adherencia en elementos de concreto. Sobre estos conceptos se harán algunos comentarios adicionales más adelante.

En cuanto al segundo aspecto, hay que considerar que la capacidad de disipación de energía de una estructura es la suma de las capacidades de las secciones individuales y que mientras mayor es el número de secciones que sobrepasen el intervalo elástico antes del colapso, mejor disipación de energía se tendrá. Esto implica que es conveniente que una estructura tenga un número grande de grados de hiperestaticidad y que se busque la formación de articulaciones plásticas en el mayor número posible de secciones cuyo comportamiento dúctil pueda asegurarse.

La Fig 7 muestra un ejemplo de mecanismos de falla de un marco que implican muy distinta ductilidad global, por el diferente número de articulaciones plásticas que intervienen en el mecanismo de falla; para que la ductilidad global sea alta, además es necesario que el factor de seguridad de las posibles secciones críticas no sea muy distinto, de manera de que no se sobrepase la capacidad de rotación de alguna sección antes de que las otras lleguen a la fluencia.

ESTRUCTURACION

Ningún otro aspecto influye en forma más significativa en la seguridad de una estructura ante sismos que la adecuada elección del sistema estructural, ya que de ello depende principalmente la posibilidad de lograr en forma económica que la construcción tenga rigidez lateral, resistencia y ductilidad. La libertad de elección del sistema estructural está limitada por los requisitos funcionales de la construcción, los cuales frecuentemente imponen características que son poco favorables al comportamiento sísmico. De hecho la mayoría de las recomendaciones que se pueden dar en cuanto al esquema estructural se refieren a la búsqueda de la sencillez, uniformidad y simetría de la estructura; sin embargo, aunque el proyectista estructural debe hacer consciente al proyectista general y al propietario que salirse de estas recomendaciones básicas va a dar lugar a una estructura poco económica, debe reconocer en la mayoría de los casos, especialmente en plantas industriales, las superiores necesidades de funcionalidad de la obra y aceptar formas y características que se salen de las que son deseables para un sano comportamiento sísmico. Es obligación del proyectista emplear su ingenio y sus conocimientos, así como los métodos de análisis más refinados, para tomar en cuenta los aspectos más complejos que presenta una estructura de características poco favorables.

Con los comentarios anteriores, la observancia de la mayoría de las recomendaciones que se presentan a continuación debe considerarse como deseable y, de no seguirse, debe asegurarse que los métodos de análisis y diseño que se sigan tomen en cuenta los problemas que de eso se originan.

- a) Conviene que la estructura sea sencilla y de formas regulares, ya que esto permite al proyectista entender fácil y claramente la forma en que esta resiste las cargas laterales y puede disipar la energía introducida por el sismo. La Fig 8 contiene algunas recomendaciones que, aunque pensadas esencialmente para edificios, pueden aplicarse a estructuras distintas.
- b) El sistema estructural debe proporcionar a la estructura rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales; con frecuencia los requisitos de funcionamiento y circulación en una construcción llevan a concentrar los elementos resistentes en una sola dirección quedando la estructura desprotegida ante los efectos sísmicos en la dirección ortogonal a esta.
- c) Conviene que los elementos estructurales estén dispuestos de manera que den lugar a una distribución simétrica de rigidez y resistencia en planta para evitar que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural, las cuales dan lugar a sollicitaciones muy altas y de cuantificación poco confiable. La presencia de cuerpos muy rígidos en posiciones asimétricas y la de grandes aberturas en la estructura son causas frecuentemente inevitables de fuertes asimetrías en la rigidez.
- d) Conviene que existan diafragmas horizontales rígidos que transmitan las fuerzas de inercia que se generan por la vibración de la estructura a los elementos que posean más rigidez y resistencia a cargas laterales. Este requisito se cumple en general en edificios, pero es frecuente que no se cumpla en estructuras industriales en que la necesidad de tener circulación vertical a lo largo de prácticamente toda la planta impide la rigidización de esta. En estos casos las fuerzas de inercia se transmiten directamente a los elementos sobre los que las masas gravitan y así debe tomarse en cuenta en el análisis, invalidando los procedimientos usuales que suponen que las fuerzas de inercia se distribuyen proporcionalmente a la rigidez de cada sistema resistente.
- e) La uniformidad de resistencia y rigidez de las diferentes partes de la estructura es un punto esencial. Hay que recordar que las fuerzas laterales para las que se analiza la estructura están reducidas por considerar la habilidad de ésta para disipar energía en el intervalo inelástico; la capacidad de disipación de energía de la estructura depende del número de secciones y elementos que pueden llegar simultáneamente a la fluencia; mientras mayor sea éste, más disipación de energía se tendrá y menos demanda de deformación inelástica se ocasionará en las secciones individuales. Por ello deben cuidarse particularmente los puntos siguientes:
- 1) Máxima hiperestaticidad; mientras mayor sea el número de secciones que tenga que fluir para dar lugar a un mecanismo de falla, mayor será la disipación inelástica de energía.
 - 2) Evitar zonas o elementos sobrediseñados; el sobrediseño, o sea el pro-

porcionar resistencia superior a la exigida por el código, de manera que el factor de seguridad contra la falla de algunos elementos es superior al de otros, no es necesariamente conservador en el diseño sismo-resistente, ya que las secciones sobrediseñadas no participarán de la deformación inelástica y dejarán a un número reducido de secciones la función de disipar energía.

- 3) Como consecuencia del razonamiento anterior, debe evitarse que un entrepiso tenga una resistencia y rigidez francamente inferiores al resto, aunque estas sean suficientes para absorber las fuerzas especificadas por el código; el entrepiso en cuestión deberá en un sismo intenso disipar por sí solo la energía inducida por el sismo y estará sujeto a una demanda de ductilidad que posiblemente no sea capaz de proporcionar. Este punto es difícil de cumplir en diversas construcciones, en que las actividades que se van a desarrollar en un piso son diferentes a las de los otros, y requieren de grandes espacios libres que impiden prolongar en dicho entrepiso, los elementos que proporcionan gran rigidez en el resto. Frente a estas situaciones debe optarse por ubicar elementos resistentes en otras posiciones o por diseñar para factores de reducción por ductilidad menores que los normalmente aceptados para la estructuración en cuestión. Esta es la razón por la que el RDF hace depender el factor de reducción Q de lo que llama el factor de seguridad del entrepiso, o sea de la relación entre la fuerza cortante que es capaz de resistir el entrepiso y la fuerza cortante que se introduce según el código en el entrepiso en cuestión, para el sismo de diseño. Si esa relación es significativamente distinta de uno a otro entrepiso, se reduce el valor de Q que puede emplearse.
- 4) También como consecuencia de lo anterior, deben evitarse las zonas débiles. El efecto sísmico tratará de localizar las zonas más débiles de la estructura para disipar allí su energía, con lo cual puede provocar fallas locales difíciles de reparar. Los huecos para ductos, los cambios bruscos de sección, las juntas de colado, las conexiones entre elementos, son lugares que deben detallarse con particular cuidado para evitar fallas locales.
- f) La cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la estructura los movimientos del suelo de manera que esta actúe como una unidad monolítica y que no haya deformaciones relativas importantes entre suelo y estructura; así, la cimentación deberá ser rígida en su plano para que todos los apoyos de la estructura se muevan de manera uniforme y no haya desplazamientos relativos entre ellos. Deberá permitir la transmisión de la fuerza cortante en la base de la estructura al suelo por medio de una suficiente profundidad de desplante o de pilotes. Deberá proporcionar empotramiento a los elementos verticales; este aspecto es particularmente crítico para los muros de rigidez en los que se presentan en su base, grandes momentos de empotramiento que deben ser transmitidos al suelo por una cimentación muy rígida o por unas zapatas de gran dimensión que limiten los esfuerzos en el suelo a valores admisibles.

Ha habido una controversia acerca de las ventajas respectivas de con-

tar con una estructuración esencialmente a base de marcos, y que por tanto proporciona una estructura flexible y que se presta con relativa facilidad a lograr una gran ductilidad, o de tener una estructura en que la resistencia a cargas laterales se debe a muros o al arriostramiento vertical de una o más crujeas.

El punto principal de la polémica reside en si es preferible una estructura de alta rigidez y resistencia ante cargas laterales, aunque su ductilidad sea baja o, viceversa, conviene contar con una gran capacidad de disipación de energía inelástica, aún a costas de una baja rigidez que redunde en daños frecuentes ante sismos moderados.

Otro aspecto importante es que una estructura rígida difiere de una flexible es que caen en zonas diferentes del espectro de respuesta y, dependiendo de la forma del espectro, pueden corresponderles ordenadas espectrales distintas; en general una estructura muy rígida será más conveniente en suelo compresible, cuando el espectro tiene ordenadas bajas para períodos cortos, mientras que en terreno de baja compresibilidad una estructura flexible caerá en la rama descendente del espectro donde la ordenada es menor, ver Fig 10.

La observación de que la gran mayoría de las pérdidas económicas en edificios modernos durante temblores recientes ha sido debida a falla de elementos no estructurales por los excesivos desplazamientos laterales de las estructuras, ha llevado a la preferencia actual de la mayoría de los especialistas por buscar estructuraciones con alta rigidez ante cargas laterales, aún si con esto hay que sacrificar cierta ductilidad.

Un aspecto decisivo a favor de una estructuración rígida en zonas de alto riesgo sísmico ha sido destacado por Bertero en los términos siguientes:

"Otra ventaja importante de las construcciones con estructuras rígidas es que estas estructuras son considerablemente menos sensibles a los efectos que pueden producirse por la interacción con los llamados elementos no estructurales.." Es difícil prever en la etapa de diseño de muchas estructuras, qué modificaciones o adiciones en el contenido de la construcción puedan realizarse durante su existencia, tales que eliminen o introduzcan elementos supuestamente no estructurales pero que en realidad estén conectados a la estructura principal de manera de proporcionar una rigidez importante a cargas laterales. Las paredes divisorias y algunos paquetes de equipo son un ejemplo de esta situación. Por otra parte los sistemas de piso de muchas estructuras industriales se diseñan para una carga viva uniforme muy alta previendo que los equipos en ellos colocados pueden tomar distintas posiciones en el tiempo; frecuentemente la distribución real de masas resulta muy asimétrica. Por ambas razones la posición del centro de masa y del centro de rigidez pueden ser en un momento dado bastante diferente de la supuesta en el análisis sísmico, dando lugar a torsiones no consideradas en el diseño. Una estructura con alta rigidez lateral se encontrará mucho mejor protegida ante estas eventualidades que una flexible.

Por lo anterior muchos estudios e investigaciones se han dedicado en años recientes al desarrollo de sistemas de alta rigidez pero en los que pueda contarse con cierta ductilidad.

ANALISIS SISMICO

Los métodos de análisis sísmico están bastante bien establecidos para la mayoría de tipos estructurales que pueden emplearse en los proyectos industriales. En otras ponencias de este simposio se darán diversos ejemplos. Aquí sólo se harán algunos comentarios muy genéricos.

Los métodos de análisis estático proporcionan estimaciones aceptablemente precisas de las sollicitaciones sísmicas en estructuras sencillas y regulares cuya respuesta está definida esencialmente por un primer modo de traslación. En muchas estructuras industriales es indispensable, sin embargo, recurrir a análisis dinámicos de modelos que permitan reproducir, por ejemplo, el efecto de modos superiores de vibración, el carácter tridimensional de la respuesta y la interacción entre la estructura y el suelo.

La laboriosa labor numérica que en general implica la aplicación de estos métodos no representa actualmente un problema, ya que la importancia de las estructuras en juego justifica el empleo de alguno de los programas de cómputo que son ahora de dominio público y que permiten resolver de manera rápida y económica modelos de alto grado de complejidad y que tomen en cuenta todos los efectos mencionados.

Al evaluar los resultados de estos análisis hay que tener presente que, aún en su complejidad, no toman en cuenta algunas peculiaridades de la estructura como son, en general, la no linealidad de su comportamiento y la variabilidad de sus propiedades.

Las sollicitaciones que resultan del análisis sísmico deben superponerse a las debidas a otras acciones que puedan estar presentes en el momento en que ocurre un sismo. Las acciones que intervienen en todos los casos son las permanentes (cargas muertas) y las debidas a funcionamiento (cargas vivas).

El RDF establece el concepto de carga viva instantánea, o sea aquel valor que es poco probable que sea excedido en un instante dado y que es significativamente menor que la carga viva máxima en toda la vida útil de la estructura, que es la que se debe usar al considerar la combinación de cargas permanentes y carga viva únicamente. El RDF establece valores de la carga viva instantánea para los principales tipos de ocupación en edificios.

En estructuras industriales no es posible dar reglas de validez general. El proyectista deberá hacer su propia evaluación de las cargas que se pueden originar por el funcionamiento de la estructura y definir por una parte la carga viva máxima y por otra la instantánea. Las cargas vivas máximas suelen ser valores muy altos que cubren la posibilidad de una concentración de equipos pesados en un área determinada; sin embargo es

sumamente improbable que dicha carga actúe sobre áreas grandes en el instante en que ocurre un sismo; reducciones hasta de 50% son frecuentemente admisibles para determinar la carga viva instantánea. En el caso en que las actividades que se realizan sean uniformes sobre toda el área o en el caso de zonas de almacenamiento, es recomendable usar el 80% de la carga viva máxima como carga instantánea; la misma reducción parece razonable para el contenido de tanques y recipientes.

Otras acciones causan solicitaciones que son aditivas a las de un sismo; entre aquellas en que el proyectista suele dudar sobre si incluirlas en las combinaciones de cargas junto con el sismo, están los cambios de temperatura y los hundimientos diferenciales. No es raro que, si se determinan rigurosamente los efectos de estas acciones, éstas induzcan localmente esfuerzos del orden de los resistentes del material y afecten drásticamente la capacidad de una estructura para resistir un sismo. Por tal razón es recomendable incluir en el análisis los efectos de los asentamientos diferenciales esperados y los de temperatura, cuando ésta corresponda a una condición normal de operación como en ciertas tuberías.

DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO

El dimensionamiento de los elementos y secciones particulares de una estructura se realiza con los procedimientos usuales establecidos por los códigos aplicables para concreto o acero, según el caso, y aplicando los factores de carga o esfuerzos permisibles correspondientes a una carga accidental, según se realice el dimensionamiento con métodos de resistencia o elásticos.

Los métodos elásticos son poco congruentes con la filosofía de diseño sísmico adoptada por los códigos actuales la cual implica aceptar que la estructura, sea de acero o de concreto, sobrepase ampliamente el intervalo lineal ante el sismo de diseño. Sin embargo, las recomendaciones más difundidas para muchos tipos de estructuras industriales solo incluyen métodos de diseño elástico y éstos son los que el proyectista puede emplear. Esto no es necesariamente inadecuado, si los esfuerzos admisibles especificados implican un factor de seguridad contra la falla, más que la pretensión de mantener los esfuerzos dentro de límites que aseguren un comportamiento lineal.

Un aspecto sobre el que conviene llamar la atención es el peligro que representa la mezcla de códigos en el proceso de diseño. La seguridad de un diseño estructural está dada por el conjunto de factores de seguridad y consideraciones conservadoras que se adoptan en las distintas etapas del diseño. El valor específico de un factor parcial de seguridad no tiene mucho significado si se considera en forma aislada; lo que importa es el factor de seguridad global al que da lugar el conjunto de los parciales; distintos códigos dan diferente peso a los diversos factores parciales de seguridad y sin embargo suele llegarse a diseños similares al aplicarlos, ya que el factor de seguridad global es semejante. Por ejemplo, un código puede especificar coeficientes sísmicos mayores que otro, pero emplear después factores de carga menores (o esfuerzos permisibles mayores). Lo que puede dar lugar a errores graves es realizar parte del pro-

ceso siguiendo un código (y con los factores de seguridad por este especificados) y otra parte siguiendo un código distinto sin evaluar correctamente si los factores parciales de seguridad de ambos son congruentes. Como ejemplo, los coeficientes sísmicos (ordenadas espectrales) especificados por el RDF o el Manual CFE se han fijado para usarse en un dimensionamiento en que el factor de carga debe tomarse de 1.1; si los resultados del análisis realizado con los coeficientes sísmicos y los métodos de análisis del RDF se emplean para un dimensionamiento con el código ACI, que especifica un factor de carga para diseño sísmico de $0.75 \times 1.8 = 1.35$, se tendrá un resultado excesivamente conservador; el cambiar los factores de carga en el ACI a los que recomienda el RDF tampoco llevaría necesariamente a una seguridad adecuada, ya que en las fórmulas de cálculo de resistencia el ACI especifica factores de seguridad distintos de los del RDF.

Otro aspecto que caracteriza el dimensionamiento para efectos de sismos es la observancia de requisitos para lograr comportamiento dúctil. Estos requisitos son poco numerosos para estructuras de acero en las que poco se requiere para lograr alta ductilidad; en estructuras de concreto al contrario suelen ser numerosos estos requisitos, Fig 11. Las especificaciones de los códigos ACI o ATC, por ejemplo, para el contenido y distribución del refuerzo longitudinal y transversal en vigas alteran drásticamente lo que sería el resultado de un dimensionamiento convencional siguiendo los diagramas de momentos y de cortantes. Aunque puede haber cierta duda sobre si alguno de los requisitos de estos códigos sea excesivamente conservador, es indudable que cubrir contra la posibilidad de ocurrencia de modos de falla frágiles, que es lo que estas especificaciones persiguen, es tanto o más importante que dimensionar para resistir un conjunto de solicitaciones que provienen de análisis para sistemas de carga que representan solo de una manera muy simplista los efectos de un sismo.

Reconociendo lo anterior, algunos códigos exigen, cuando se quieran emplear reducciones grandes en las fuerzas sísmicas por concepto de ductilidad, un procedimiento de dimensionamiento que representa en realidad una modalidad de diseño plástico a nivel local. Se exige al proyectista que postule un mecanismo de colapso de la estructura que implique la formación de articulaciones plásticas en un buen número de secciones que posean gran capacidad de rotación y que dimensione las diferentes secciones de manera que ese sea realmente el mecanismo de falla que vaya a presentarse en caso de que ocurra un sismo de suficiente intensidad. Una sección al fluir limita las solicitaciones que a través de ella pueden transmitirse a otras secciones y elementos; por ello pueden elegirse secciones que sirvan como "fusibles", o sea que no dejen pasar más que cierto nivel de sollicitación, impidiendo que se sobrepase la capacidad de otras secciones cuyo modo de falla sería indeseable por su escasa ductilidad o por la gravedad de sus consecuencias.

En marcos de concreto el criterio anterior implica buscar que se presente el mecanismo de falla con articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, Fig 7, en lugar por ejemplo del que se caracteriza por arti

culaciones plásticas en las columnas y que se muestra en la misma figura. Para ello hay que proporcionar a los extremos de las vigas la resistencia a flexión necesaria para que fluyan ante el sismo de diseño y detallar el refuerzo longitudinal y transversal para asegurar gran capacidad de rotación en dichas secciones. Debe después revisarse que las columnas tengan capacidad en flexocompresión para resistir momentos flexionantes superiores a los que por equilibrio corresponden a la formación de articulaciones plásticas en las vigas, Fig 12. Nótese que la capacidad en flexión de los extremos de las vigas limita, por equilibrio del nudo, el momento máximo que puede introducirse en las columnas y que por tanto, si se les proporciona una resistencia ligeramente superior a la que corresponde a esa situación, se está impidiendo la falla en flexocompresión de las columnas, cualquiera que sea la intensidad del sismo.

De manera semejante, para garantizar la ductilidad del comportamiento hay que revisar la capacidad por cortante de las vigas para las fuerzas cortantes que se introducen al ocurrir las articulaciones plásticas en sus extremos, Fig 13; estas cortantes suelen ser significativamente superiores a las que resultan del análisis sísmico. Aquí debe nuevamente llamarse la atención sobre el hecho de que sobrediseñar puede ser poco conservador: si se proporciona en los extremos de las vigas refuerzo longitudinal mayor que el que resulta del diseño, puede propiciarse que la falla sea regida por cortante en dicha viga o por flexocompresión en las columnas, lo cual puede conducir al colapso de la estructura.

El criterio de diseño descrito es auspiciado por los códigos ACI, ATC y CEB; el RDF, considerando que esta forma de proceder es bastante laboriosa, trata de lograr los mismos objetivos especificando que los tipos de falla que no garanticen alta ductilidad deben revisarse con factores de carga de 1.4 en lugar de 1.1, como son por ejemplo flexocompresión en columnas y cortante en vigas; esto es necesario solo cuando se quiere aprovechar el factor de reducción máxima por ductilidad, $Q = 6$.

EQUIPO Y ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

En el proyecto de edificios comunes la consideración de los elementos no estructurales se reduce normalmente a la observancia de las limitaciones de desplazamientos laterales de la estructura y a las precauciones para proporcionar las holguras necesarias y evitar el volteamiento de paredes divisorias.

En estructuras industriales los equipos e instalaciones suelen ser más numerosos e importantes, tales que pueden tener que considerarse como estructuras dentro de la estructura y requerir un diseño sísmico especial.

Los procedimientos de diseño sísmico de equipos y sus soportes están mucho menos evolucionados y difundidos que los de las estructuras civiles, sin embargo ha habido recientemente mucho interés y publicaciones en este campo, especialmente en lo relacionado con el proyecto de plantas nucleoelectricas. Una presentación del tema bastante ilustrativa y a nivel

muy práctico puede encontrarse en el libro de Dowrick*.

El diseño sísmico de equipo en general reúne las características que se enuncian a continuación.

- a) El diseño suele limitarse a los apoyos y conexiones con la estructura, ya que el equipo en sí resulta muy rígido y resistente y los niveles de aceleración que puede aceptar están definidos por el fabricante. Resulta por tanto "barato ser conservador", o sea el usar factores de seguridad altos redundando en aumento del costo de algunos dispositivos de anclaje lo cual es poco significativo comparado con el costo del equipo.
- b) Si el equipo está anclado a la estructura y no al terreno, las vibraciones a las que se verá sujeto en caso de un sismo no son las del terreno, sino las de la estructura en el punto de fijación; estas últimas pueden ser muy superiores a las del terreno por la amplificación del movimiento producida por la vibración de la estructura. La respuesta del equipo dependerá además de la posible cercanía entre las frecuencias naturales de vibración de la estructura y del equipo.
- c) El diseño sísmico debe procurar por una parte evitar excesivos movimientos del equipo durante un sismo y por otra que la energía del sismo pueda ser disipada sin que se introduzcan solicitaciones excesivas o se produzcan fallas en el equipo. El primer objetivo se puede lograr mediante un anclaje adecuado de la instalación o equipo a la estructura o mediante holguras y uniones de expansión que eviten daños debido a dicho movimiento. El segundo objetivo puede lograrse, sea proporcionado a los equipos y a sus anclajes la resistencia necesaria para disipar la energía del sismo manteniendo su comportamiento en el intervalo elástico, sea proporcionando mecanismos de disipación inelástica de energía como los que se pueden lograr diseñando los anclajes para que fluyan plásticamente, evitando así la introducción de solicitaciones excesivas en el equipo, o con dispositivos amortiguadores de la vibración como placas de fieltro o neopreno, o por fricción admitiendo cierto deslizamiento del equipo sobre el piso en que se apoya.

La respuesta del equipo a la excitación sísmica puede reducirse además en forma muy significativa y económica proporcionando un dispositivo de fijación con la estructura que proporcione una frecuencia de vibración muy superior o muy inferior a la de la estructura y evitando así la amplificación del movimiento por la resonancia entre las dos vibraciones.

Los métodos de diseño empleados en la práctica suelen ser bastante simplistas, tales como revisar el equipo para fuerzas laterales iguales a su peso multiplicado por un coeficiente sísmico muy superior al que corresponde a la estructura misma. Por ejemplo, el Código de Nueva Zelanda específica para diseño de tanques, calderas, tuberías, transformadores y otros equipos un coeficiente sísmico de 0.6 cuando estos equipos están a-

*Dowrick, DJ "Earthquake Resistant Design" J. Wiley, 1975

apoyados sobre el suelo y de 1.3 cuando están apoyados en pisos superiores de la estructura.

Una forma un poco más realista, pero todavía burda, de realizar el diseño sísmico de estos elementos es siguiendo el procedimiento especificado por el RDF para apéndices. Se considera una fuerza lateral aplicada en el centro de gravedad del equipo igual a la que le correspondería si estuviera apoyado directamente sobre el terreno, multiplicada por un factor de amplificación que vale

$$\frac{c' + a_0}{a_0} a_0 \quad (1)$$

en que c' es el factor por el que se multiplican los pesos de la estructura principal a la altura del desplante del apéndice para obtener la fuerza lateral aplicada en ese nivel por efecto de sismo; a_0 es la aceleración del terreno para el sismo de diseño, o sea la ordenada al origen del espectro de diseño. Este procedimiento aunque toma en cuenta de manera simplista la amplificación del movimiento del terreno por efecto de la vibración de la estructura, no considera el posible desfaseamiento entre las frecuencias de vibración de la estructura principal y el equipo.

Para equipos de particular importancia puede resultar necesario realizar un análisis dinámico del conjunto estructura - equipo, aceptando alguna simplificación en la modelación de los dos sistemas.

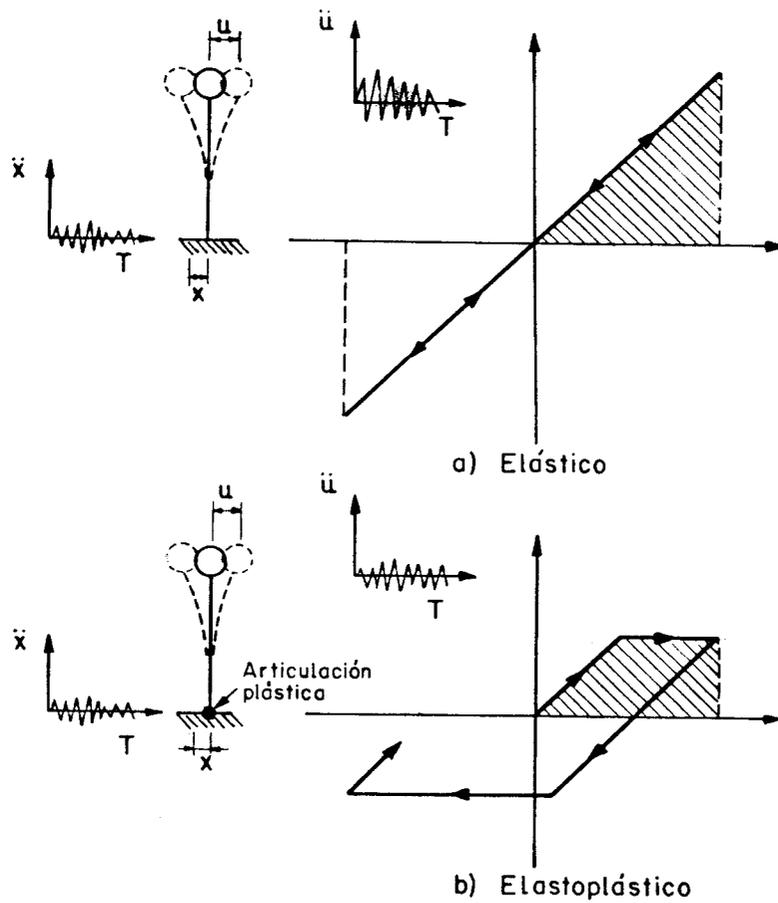


Fig. 1 Respuesta en intervalo elástico y respuesta inelástica ante un mismo movimiento del terreno.

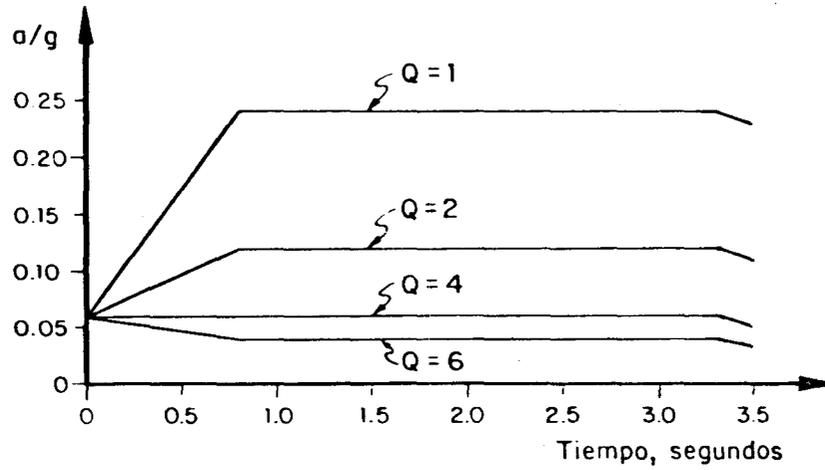
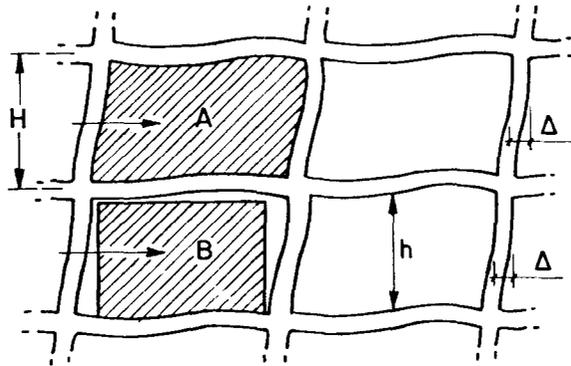


Fig. 2 Espectros de diseño para distintos factores de reducción por ductilidad. Distrito Federal; suelo blando.



A: muro integrado a la estructura

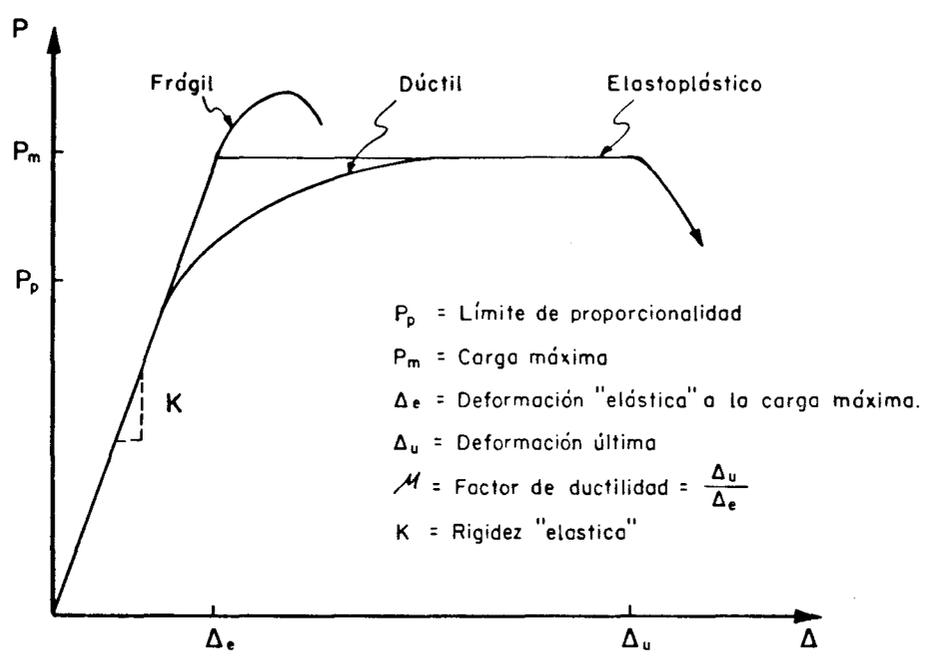
B: muro separado de la estructura

$$\psi = \frac{\Delta}{h} = \text{distorsión del entrepiso}$$

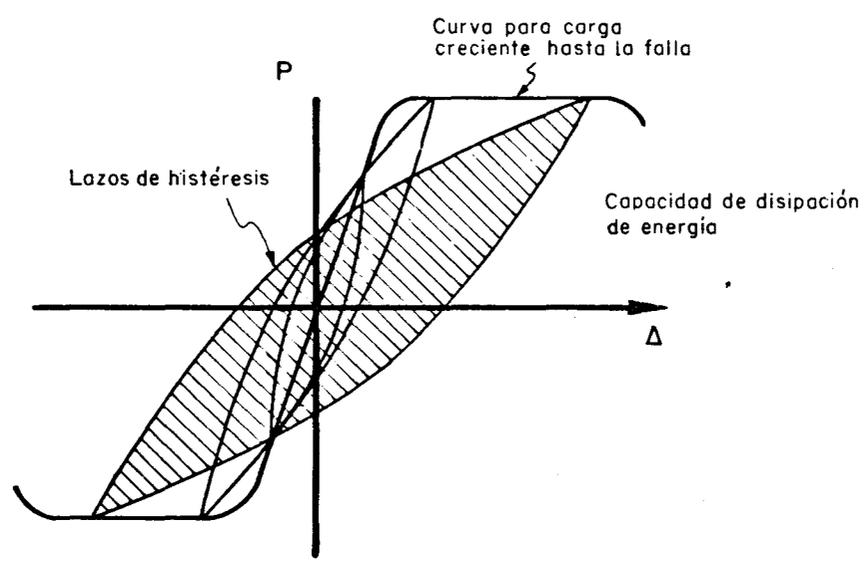
$$\psi_{adm} = 0.008 \quad \text{caso A}$$

$$\psi_{adm} = 0.016 \quad \text{caso B}$$

Fig. 3 Definición de distorsión de entrepiso y distorsiones admisibles según el RDF

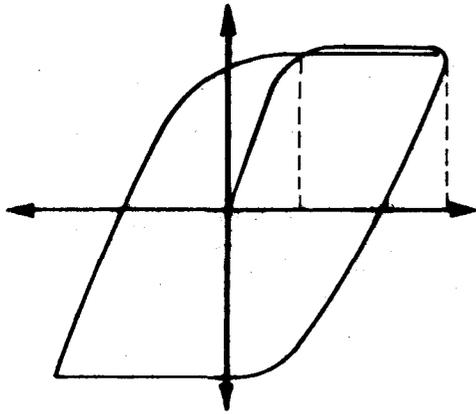


a) Curva típica carga-deformación de un elemento estructural.

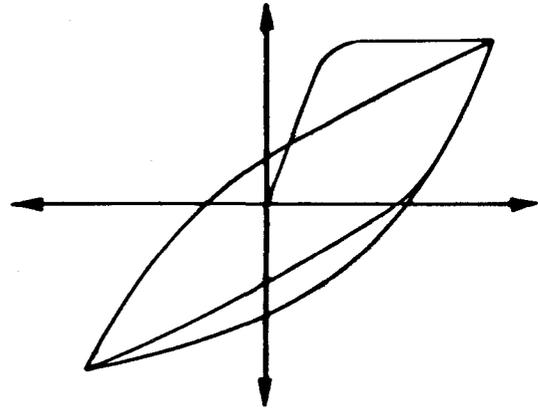


b) Lazos de histéresis

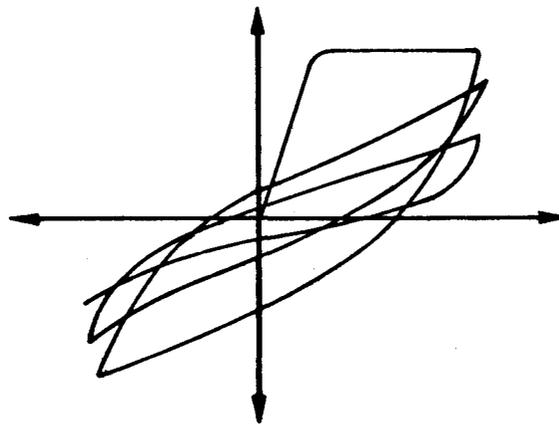
Fig. 4 Características de las relaciones carga-deformación ante cargas laterales alternadas.



a) Comportamiento elastoplástico

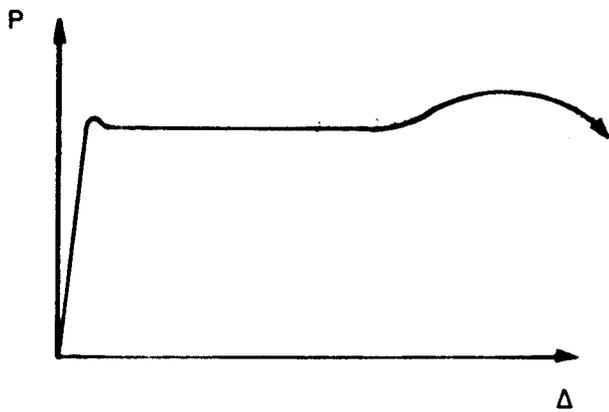


b) Comportamiento con deterioro de capacidad de disipación de energía

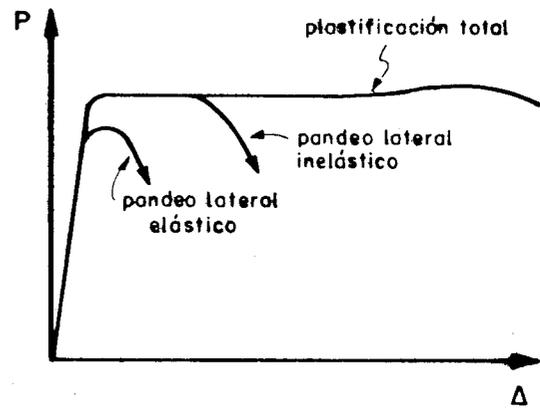


c) Comportamiento con deterioro de resistencia

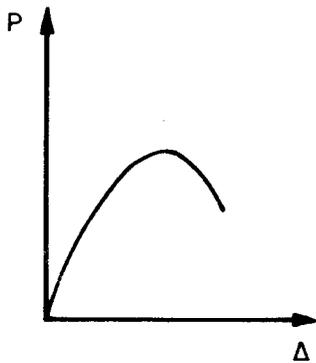
Fig. 5 Diferentes tipos de comportamiento histerético de estructuras con la misma ductilidad.



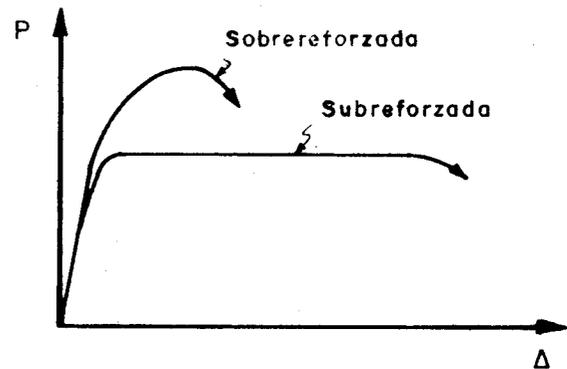
a) Acero en tensión



b) Viga de acero en flexión

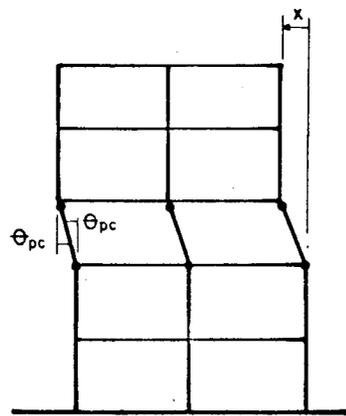


c) Concreto simple en compresión

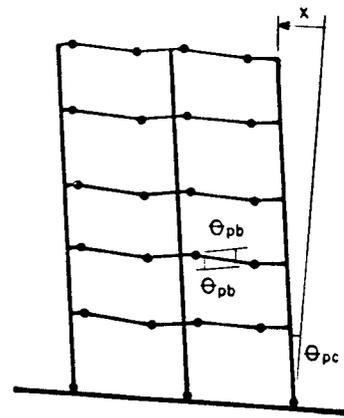


d) Vigas de concreto reforzado en flexión.

Fig. 6 Ductilidad del material y ductilidad de elementos



para $X_U/X_y = 4$
 $\theta_U/\theta_y = 122$



para $X_U/X_y = 4$
 $\theta_U/\theta_y = 18$

Fig. 7 Relación entre ductilidad global y ductilidad local para dos mecanismos de falla en una misma estructura.

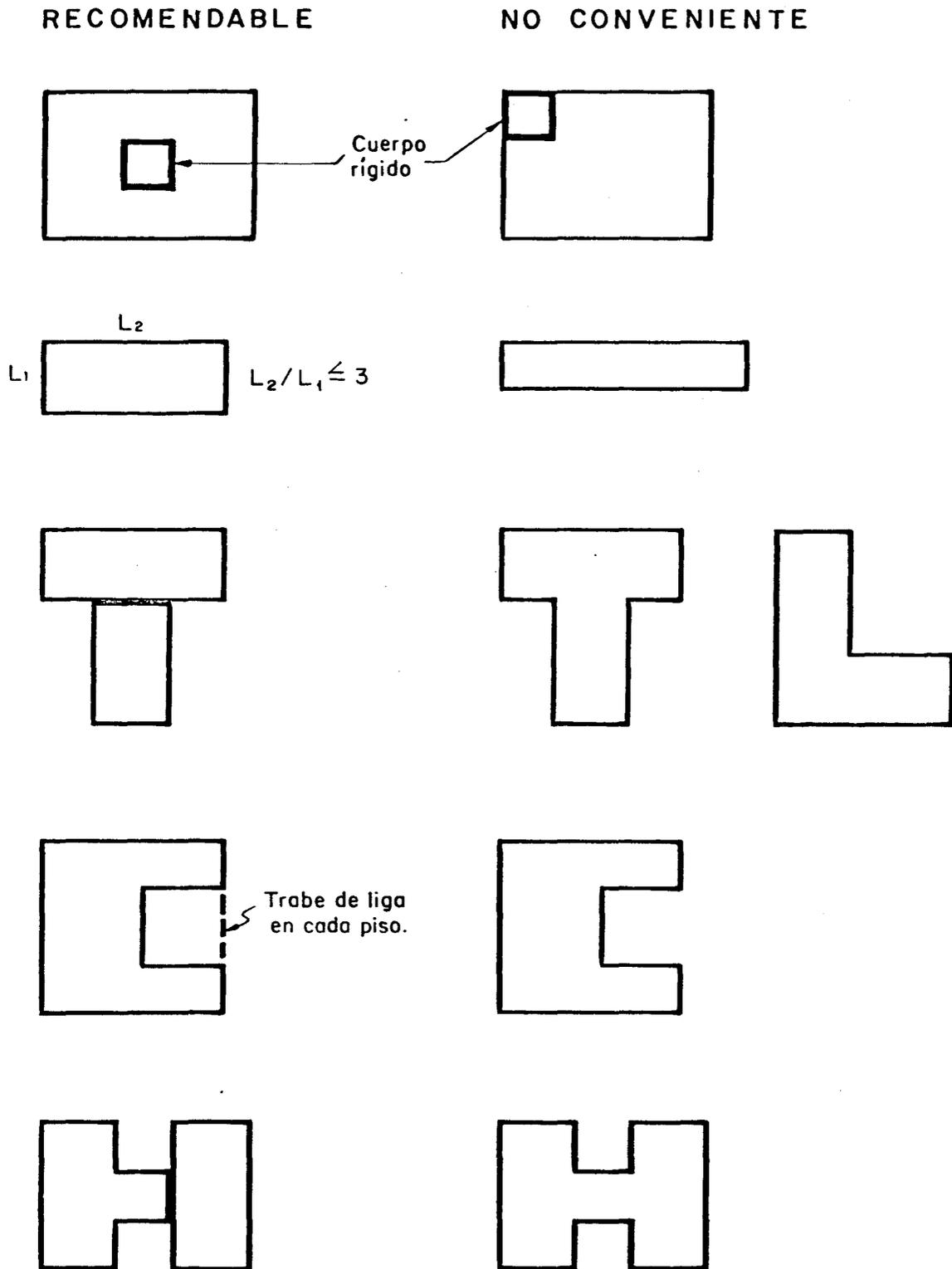


Fig. 8 Recomendaciones sobre formas y arreglos de elementos resistentes en planta.

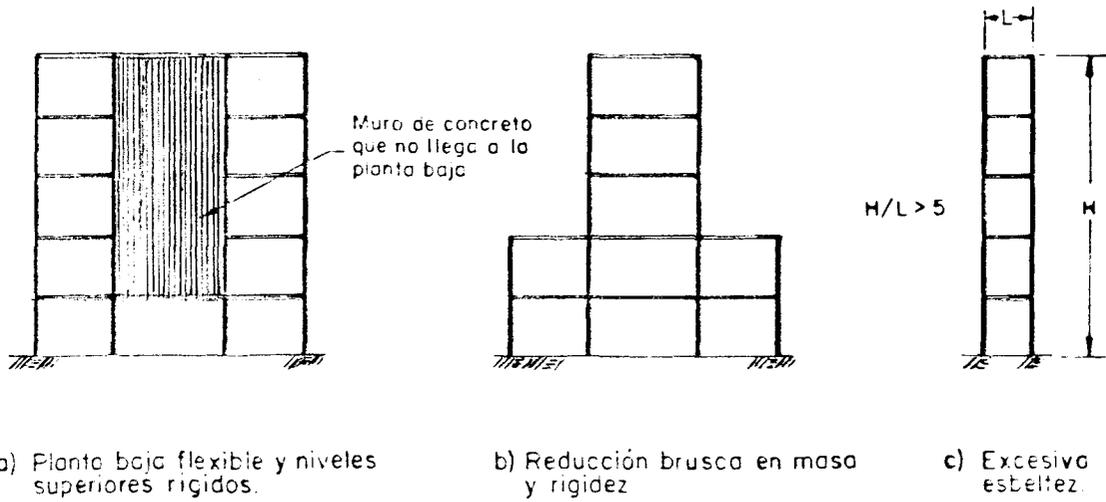


Fig. 9 Configuraciones poco convenientes en elevación

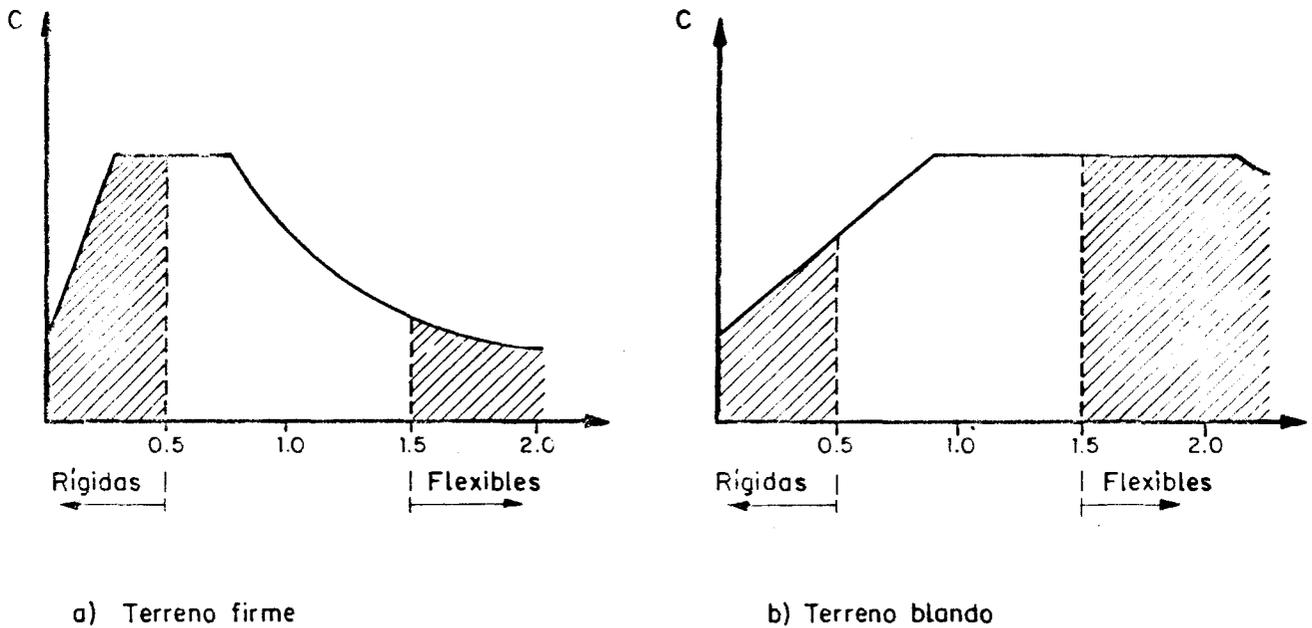
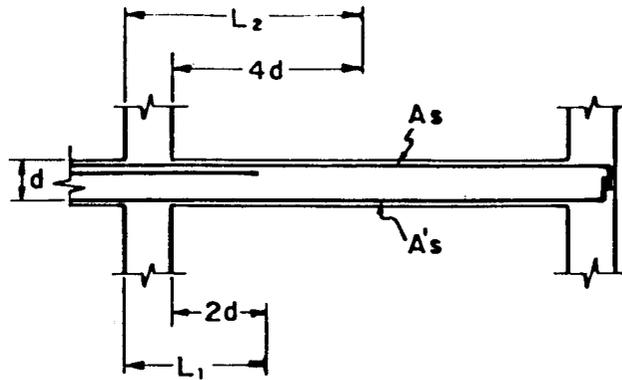
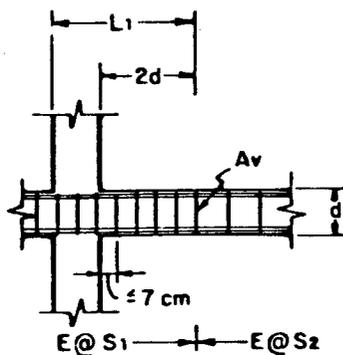


Fig. 10 Comparación de coeficientes sísmicos de estructuras rígidas y flexibles en terreno firme y en terreno blando.



Q = 4	Q = 6
$A_s, A's \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$ $A_s \leq 0.75 A_s$ balanceada Al menos 67 % deberá pasar por el núcleo de la columna.	$A_s, A's \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d \geq 2\#5$ $A_s \leq 0.5 A_s$ balanceada. $A's \geq 0.5 A_s$, en L_1 No puede haber traslapes, ni cortes del refuerzo longitudinal en L_1 . El A_s necesario en el paño de columna no puede reducirse, en L_2 . Al menos 75 % de A_s deberá pasar por el núcleo de la columna.

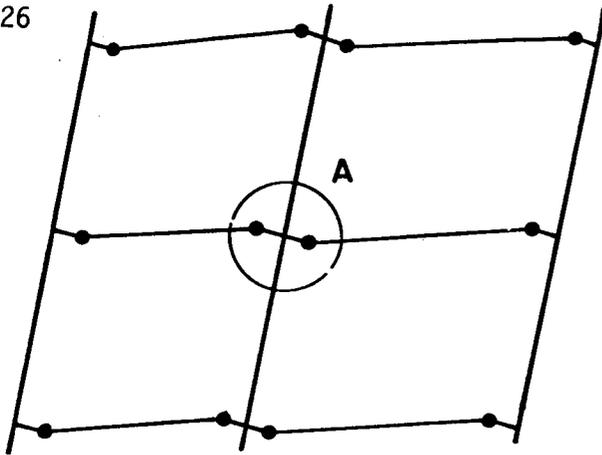
a) Refuerzo longitudinal



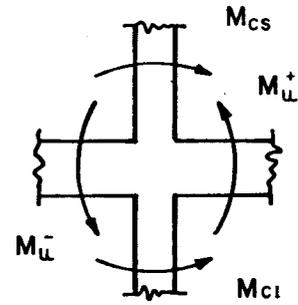
$Q = 4$ $S_1, S_2 \leq d/2$
$Q = 6$ $\frac{A_v}{S_1} \geq \frac{\sum A_b}{160}$ $S_2 \leq d/2$ $S_1 \leq \begin{cases} 8 \text{ veces el diámetro de las barras de compresión.} \\ 20 \text{ cm.} \\ 24 \text{ veces el diámetro del estribo.} \end{cases}$

b) Refuerzo transversal

Fig. 11 Requisitos para ductilidad en vigas de concreto.



Mecanismo de falla del marco



Detalle A

$$M_{cs} + M_{cl} = M_{l+} + M_{l-}$$

Fig. 12 Relación entre momentos actuantes en las vigas y en las columnas que concurren a un nudo.

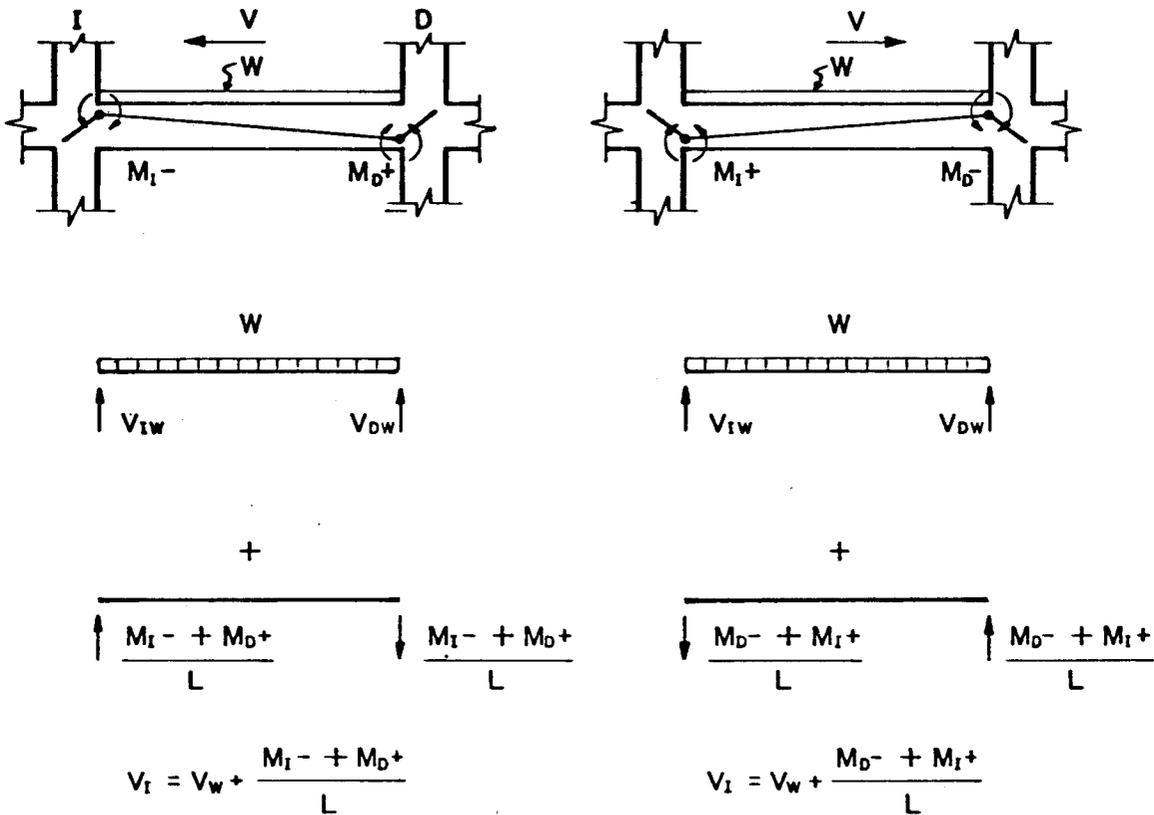


Fig. 13 Fuerzas cortantes de diseño para vigas, cuando se quiera asegurar la formación de un mecanismo de falla dúctil.