



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CENTRO PERUANO JAPONES DE
INVESTIGACIONES SISMICAS Y
MITIGACION DE DESASTRES



"ENCUENTRO INTERNACIONAL DE EXPERTOS"

NUEVOS CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA SEGURIDAD
SISMICA DE EDIFICIOS

Javier Piqué del Pozo, PhD

Profesor Principal de la Facultad de Ingeniería Civil
Investigador del CISMID
Universidad Nacional de Ingeniería. Lima . Perú.

NUEVOS CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA SEGURIDAD SISMICA DE EDIFICIOS

Javier Piqué del Pozo, PhD

Profesor Principal de la Facultad de Ingeniería Civil
Investigador del CISMID
Universidad Nacional de Ingeniería. Lima . Perú

RESUMEN

La verificación de la resistencia última de los entrepisos de un edificio y el diseño para lograr se presenten en realidad mecanismos de disipación de energía deseados constituyen la tendencia en el diseño sismo-resistente de edificios. Se presentan éstos criterios, reiterados en la 9a. Conferencia Mundial de Ingeniería Antisísmica efectuada en Tokyo-Kyoto, Japón en Agosto de 1988, como una mejora en la práctica actualmente generalizada para la seguridad de los edificios construidos para resistir sismos severos.

1. INTRODUCCION

En el mes de Agosto de 1988 se llevó a cabo la 9a. Conferencia Mundial en Ingeniería Antisísmica en Tokyo y Kyoto, Japón. Entre los múltiples temas tratados, hubo una sesión dedicada a la evaluación de la ductilidad y el diseño de estructuras y elementos de concreto. Sin duda éste sigue siendo de primaria importancia para los involucrados en el diseño de edificaciones en zonas sísmicas, y en los países latinoamericanos, edificaciones de concreto predominantemente.

La orientación de las investigaciones y de la práctica presentadas en la 9a. Conferencia Mundial sugieren que el diseño antisísmico de edificios de concreto se está orientando hacia la verificación de la resistencia última de las edificaciones cuando están sometidas a un sismo severo. En dos países con mucha tradición en el campo de la ingeniería sísmica se aplican ya estos criterios aunque con diferentes enfoques: Japón y Nueva Zelanda. En opinión del autor es cuestión de tiempo y difusión para que estas metodologías se generalicen en el resto de países del mundo donde se presentan terremotos.

2. OBJETIVO

Este artículo tiene como objetivo presentar resumidamente estos criterios que constituyen en comparación con la práctica actual una forma distinta de conseguir seguridad de colapso en presencia de un sismo fuerte. Este material está basado en los artículos sobre el tema presentados en la 9a. Conferencia Mundial listados en la lista de referencias y persigue divulgar su contenido

dada la importancia que tiene el tema en el diseño antisísmico de edificaciones.

3. ALCANCE

Los criterios que aquí se presentan son aplicables principalmente a edificios aporticados de concreto armado, aunque algunos conceptos básicos de seguridad pueden ser aplicables a otro tipo de estructuras como edificios de albañilería. Los procedimientos y detalles de diseño serán lógicamente distintos.

4. ANTECEDENTES

El diseño antisísmico o sismo-resistente de edificaciones de concreto armado ha venido evolucionando progresivamente a través de los años, y lo sigue haciendo. La finalidad ulterior: encontrar los procedimientos que permitan un diseño económico y a su vez seguro para las solicitaciones sísmicas. En este contexto, es práctica generalizada actual aceptar que las estructuras experimenten comportamiento inelástico o no lineal ante la presencia de un sismo severo. Sin embargo, eso no siempre ha sido así. Recién en los años 50 el concepto de disipación de energía usando deformación plástica aparece en la literatura de los Estados Unidos (1)(*). En 1956 Housner discute el uso del diseño último o límite para el diseño antisísmico (2). En 1957, México introduce a través de un folleto complementario a la Norma Mexicana criterios de disipación de energía. En 1961 se difunde el concepto de ductilidad y relación de ductilidad en el diseño antisísmico de estructuras de concreto armado con la publicación del Manual de la Portland Cement Association (PCA) de Blume, Newmark y Corning: "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions". (1)(3)

En los años 70 se desarrollan en diversas instituciones programas de computadoras con modelos analíticos que permiten realizar análisis a nivel de elementos y en algunos casos "diseño" inelástico de estructuras de edificios, primero planos y después espaciales.

Sin embargo el diseño inelástico es la excepción. El análisis inelástico es "post-ocurrencia", o sea para confirmar lo ocurrido después de un sismo, pero en raros casos se usa para efectos de diseño y menos para analizar el comportamiento que puede presentarse debido a un sismo severo y traducirse en modificaciones del diseño original. Sea para proveer mayor ductilidad a los elementos que lo necesiten o para modificar las características del diseño original y modificar su comportamiento esperado.

La mayoría de los códigos de diseño sismo-resistente (4) incorporan la ductilidad en la reducción de las fuerzas sísmicas que se espera resista la estructura, lo que implícitamente significa que se espera que la estructura exceda su capacidad elástica resistente e incursione en el rango inelástico, desarrollando una ductilidad global igual. Lo que no está implícito es la importantísima necesidad de que el mecanismo inelástico que se presenta en ese caso sea seguro, ya que se lo intuye, pero realmente se lo desconoce.

(*) Los números entre paréntesis se refieren a las referencias listadas al final del artículo.

El diseño límite, que implica la verificación, análisis y eventualmente diseño de un mecanismo del sistema estructural resistente a cargas laterales, es sólo usado en el Japón y Nueva Zelanda. El código japonés de 1981 y el Neozelandés de 1984. En opinión del autor, este procedimiento adicional será paulatinamente incorporado a las reglamentaciones de los otros países con riesgo sísmico. La ventaja en la seguridad así lograda los hace inevitables. Es sólo cuestión de tiempo.

5. PRINCIPIOS DEL DISEÑO ANTISISMICO

Es generalmente aceptado, y en algunos reglamentos específicamente citado (6), que durante su vida útil una estructura experimentará:

- uno o más terremotos de gran intensidad y larga duración
- Varios terremotos de moderada intensidad y duración.

Es aceptado que los elementos del sistema sismoresistente, excedan su capacidad máxima y experimenten comportamiento inelástico con el incremento de las deformaciones por encima del desplazamiento (o deformación) de fluencia.

Además, se espera que:

- se presenten daños en los elementos no estructurales como tabiquería, particiones, etc. en caso de sismos moderados. Estos daños pueden ser eventualmente reparados. (Es pertinente señalar que este tipo de daños constituyen una pobre imagen del estado del arte para el público no enterado que desconoce que esas fallas son aceptables para los ingenieros, y que son ellos mismos quienes redactan los códigos, por lo tanto este comportamiento tiene que ser legal para los jueces!).

- se presenten daños estructurales , pero no colapso, en caso de sismos severos. De hecho experiencias recientes (México 1987) han demostrado que no se ha conseguido este objetivo.

¿Cómo se puede garantizar que no habrá colapso? La respuesta es casi un juego de azar en la práctica generalizada actual.

6. PROCEDIMIENTO ACEPTADO DE DISEÑO ACTUAL

a) Se realiza un análisis para cargas verticales estáticas.

b) Se realiza un análisis quasi-estático para cargas laterales. En algunos casos se realiza un análisis dinámico modal espectral. Las fuerzas sísmicas que se consideran en el análisis han sido evaluadas de acuerdo al código de diseño sismo-resistente pertinente e incluyen una reducción por consideraciones de ductilidad de la estructura. Hipótesis importante casi sin consecuencias en el diseño de los elementos y menos del sistema resistente global.

c). Se dimensionan los elementos y su refuerzo (diseño) para que su resistencia nominal, según especifica el código para el material correspondiente, sea

mayor que la determinada por la combinación de fuerzas de los análisis anteriores, a y b.

RESISTENCIA CONFIABLE $S_d > \text{RESISTENCIA REQUERIDA } S_e(6.1)$

Los procedimientos actuales presentan las siguientes deficiencias con respecto a la seguridad sísmica de las edificaciones:

- Desconocimiento de su respuesta real ante un sismo severo, ya que la variabilidad de éstos es manifiesta.

- Desconocimiento de la resistencia última real de cada piso y su relación con el cortante actuante especificado por el código.

- Incertidumbre total sobre los mecanismos que se presentan y su nivel de seguridad. Cualquier cosa puede pasar una vez terminado, entregado y construido el diseño, sin que el diseñador tenga una idea certera de cual será su mecanismo real de disipación de energía y si éste puede mantenerse a través de las grandes ciclos deformaciones que exigirá un sismo severo.

Por ejemplo, cuando normalmente se diseña una sección extrema de una viga para los máximos efectos de la combinación especificada en el código, el refuerzo resultante es asimétrico, obteniéndose mayor refuerzo en la parte superior por la combinación de los momentos de carga vertical y sismo. Sin embargo, en el momento en que ocurre un sismo puede no estar presente la máxima combinación de cargas verticales, lo que da lugar a que la resistencia de la sección cuando el sismo produce tracción en la parte superior nunca sea excedida, permaneciendo la sección en el rango elástico; mientras, cuando el sismo cambia de dirección, esforzando el refuerzo inferior de la sección, ésta incursione en el rango inelástico (Fig. 1). Después de varios ciclos de carga y descarga, la parte inferior de la sección se habrá debilitado degradándose y pudiendo alcanzar fácilmente su deformación última y fallando en pocos ciclos, a pesar de haber sido diseñada de acuerdo a los máximos especificados (5). La ductilidad conseguida en esa sección es por lo tanto deficiente. Como se menciona en el acápite 9.4, la redistribución de momentos es una herramienta muy conveniente para evitar este tipo de situaciones resultando en una estructura más dúctil y con la misma seguridad (13).

De hecho la seguridad sísmica mejoraría si:

- Se pudiera garantizar que la resistencia última (límite) ante un sismo severo es mayor que la esperada en una cierta proporción mínima. Por ejemplo, esto significaría una resistencia última de dos a tres veces la fuerza a la que se produce la primera fluencia. O igual a un cierto valor de resistencia última necesaria especificada por el mismo código.

- Se pudiera garantizar que el mecanismo con el que se estima la resistencia última, va realmente a ocurrir y que se puede mantener a través de los ciclos de carga y descarga y gran deformación del edificio ante un sismo severo.

Estas medidas implican una modificación a la práctica generalizada actual para adicionarle los procedimientos necesarios a fin de que lo anterior sea posible.

- Es imposible evaluar el comportamiento completo de una edificación sometida a sismos severos debido a la imposibilidad de predecir las características del movimiento.

- Sin embargo, es posible impartir a la estructura características que aseguren el comportamiento más deseable.

- En términos de daños, ductilidad, disipación de energía, o colapso, esto significa una secuencia deseable en el deterioro de la compleja cadena de resistencia de un pórtico. A su vez implica una jerarquía deseable en la forma de falla de la estructura.

- Para poder establecer cualquier secuencia en el mecanismo de falla de una cadena compleja es necesario conocer la resistencia de cada eslabón.

- Este conocimiento debe basarse en la resistencia realista más probable de los componentes estructurales que estarán sometidos a grandes deformaciones durante un sismo severo y no en hipótesis seguras o capacidades confiables

9.1 DEFINICIONES (11)

En este procedimiento se hace uso de límites superiores e inferiores en la resistencia de elementos estructurales. Más aún cuando se desea asegurar una secuencia de fallas y una jerarquía en la capacidad de los elementos que constituyen un sistema estructural o resistente.

Las estructuras reales presentan variaciones en las resistencias de los materiales que las constituyen, en las dimensiones de sus elementos; las mismas fórmulas usadas en la estimación de las resistencias se basan en hipótesis aproximadas. Por lo tanto es difícil calcular la resistencia real de una estructura, pero es posible determinar niveles que pueden usarse en los cálculos de diseño.

Resistencia Ideal, S_i

Es la resistencia teórica o nominal calculada usando los principios básicos de la mecánica estructural y las resistencias especificadas para los materiales. Es la resistencia normalmente usada en los métodos de diseño a la rotura.

Resistencia confiable, S_d

Esta es la resistencia que los códigos asignan a la sección o elementos. Está relacionada con la resistencia ideal a través del factor de reducción de capacidad ϕ , que se toma como menor de 1.

$$S_d = \phi S_i \quad (9.1)$$

Exceso de resistencia o Sobre-resistencia, S_o

La sobre-resistencia o exceso de resistencia toma en cuenta diversos factores que pueden causar un incremento de la capacidad de la sección más allá de la estimada teórica o probable. Este incremento puede deberse a:

7. NUEVAS TENDENCIAS

Desde hace varios años, en el Japón y Nueva Zelanda se vienen desarrollando metodologías de diseño orientadas a garantizar que la resistencia última de los edificios sea mayor que las fuerzas ocasionadas por un sismo severo y que los mecanismos de disipación de energía supuestos al inicio del diseño realmente se presenten. Estas metodologías ya se han incorporado a los códigos de diseño sísmico de edificios de ambos países con sus respectivas particularidades. El diseño llamado "por capacidad" en Nueva Zelanda y la verificación de la resistencia última para sismos severos en el Japón. A continuación se resumen ambos procedimientos.

8. VERIFICACION DE RESISTENCIA ULTIMA

El Reglamento japonés de 1981(7) considera el diseño en dos niveles:

- un nivel bajo para sismos moderados, en que se aplica el diseño por esfuerzos admisibles. Los valores de los esfuerzos se incrementan por tratarse de cargas temporales. El esfuerzo para el concreto, por ejemplo, se toma en $2/3 f_c$ y el del acero $f_s = f_y$

- para sismos severos se exige un nivel alto que debe ser mayor que la resistencia última del piso. Este nivel de fuerza cortante es 5 veces mayor que el exigido para sismos moderados.

$$Q_{\text{último resistente}} > Q_{\text{último necesario}} \text{ (Código)}$$

Debe reconocerse que la distribución de momentos elásticos en un pórtico estáticamente indeterminado es distinta a la del mismo cuando presenta daño progresivo bajo la acción de cargas que se incrementan monotónicamente, debido a que el exceso de momento elástico cuando se forma una rótula plástica se redistribuye a otras secciones menos críticas. Por consiguiente puede efectuarse un análisis estático incremental inelástico (para permitir la formación progresiva de rótulas) y sobre esta base calcular el cortante resistido por cada piso cuando las cargas o las deformaciones alcanzan un nivel establecido. Técnicas como ésta han estado disponibles desde la década del 70, ver (8) por ejemplo (Fig. 2).

9. DISEÑO POR "CAPACIDAD"

Corrientemente el diseño tiene por objeto proporcionar adecuada resistencia a los elementos estructurales para que resistan las solicitaciones previamente evaluadas. Implícitamente los procedimientos reglamentarios proveen en todos los casos seguridades de diversa índole (reducción de resistencias teóricas y magnificación de cargas de servicio). Cada elemento, o sección transversal presentará, en realidad, una situación distinta. Independientemente de su "resistencia" estimada, tendrá una "capacidad" distinta. El diseño por capacidad se denomina así porque trata precisamente con las capacidades de las secciones o de los elementos y no solamente con sus resistencias. Este procedimiento tiene su fundamento en las siguientes consideraciones (11,9):

- resistencia del acero por encima del f_y , cuando por grandes deformaciones se produce el endurecimiento,
- esfuerzo de fluencia f_y del acero mayor que el especificado,
- mayores secciones transversales que las consideradas en la estimación de la resistencia, por ejemplo debido a la contribución de las alas en una viga rectangular,
- la compresión de elementos en flexión,
- la presencia de refuerzo adicional colocado con propósitos constructivos y no considerados en el cálculo ni planos originales.

La sobrerresistencia se relaciona con la resistencia ideal a través de un factor λ_o

$$S_o = \lambda_o S_i \quad (9.2)$$

Este factor considera todas las fuentes de sobre-resistencia y es mayor que 1. Típicamente varía entre 1.25 y 1.60. La sobre resistencia y la resistencia confiable (usando las Ec. 9.1) están relacionadas por:

$$S_o = \frac{\lambda_o}{\phi} S_d \quad (9.3)$$

Solicitaciones, S_e

La resistencia requerida por el sismo proviene de las solicitaciones obtenidas de los análisis y usando las combinaciones de carga especificadas por los códigos. Por ejemplo:

$$\text{ACI: } S_e = 0.75(1.4 D + 1.7 L + 1.7 E)$$

El código de Nueva Zelandia especifica $S_e = D + 1.3 L + E$.

9.2 PROCEDIMIENTO

En el diseño convencional requeriremos simplemente se satisfaga siempre la Ec. (6.1).

En el diseño por capacidad el procedimiento es el siguiente (9):

- Escoger elementos o mecanismos de disipación de energía
- Diseñar y detallar adecuadamente su refuerzo
- Proveer a todos los demás elementos estructurales con suficiente reserva de capacidad resistente para asegurar que el mecanismo de disipación de energía escogido se mantenga a lo largo de las deformaciones que puedan ocurrir.

Este procedimiento se ilustra de manera muy simple con una **cadena dúctil** (Fig. 3). Se supone que todos los eslabones son frágiles menos el del centro por consiguiente no se les debe permitir fallar. El eslabón central se

diseña de manera que su resistencia confiable sea igual o mayor a la demanda especificada (Ec. (6.1). Para impedir una falla frágil la resistencia ideal de los demás eslabones, debe ser por lo menos igual a la sobre-resistencia del eslabón débil (S_d). Luego, usando la Ec. (9.3):

$$S_i > w \frac{\lambda_o}{\phi} S_e \quad [S_e = \text{mínimo de } S_d] \quad (9.4)$$

El factor w se ha incorporado representa, para un pórtico por ejemplo, la cuantificación de la desviación de los momentos durante un sismo de aquellos obtenidos de un análisis estático para las cargas laterales sísmicas. Típicamente podría variar entre 1.2 y 1.9

Mayores o menores niveles de protección podrían lograrse si se comparan las distintas resistencias definidas.

9.3 EJEMPLO: CORTANTE DE DISEÑO PARA UNA VIGA DUCTIL

Para ilustrar el concepto planteado anteriormente se aplicará el diseño por capacidad en la determinación del cortante para el que habría que diseñar la viga de un edificio que se desea se comporte en forma dúctil a flexión y evitar que falle por corte. El ejemplo ha sido tomado de la referencia (11).

Hay varios grados o niveles de seguridad en función de cual sea la resistencia del eslabón fuerte que se desee comparar con la sobre-resistencia del eslabón débil. Por ejemplo, podría compararse la resistencia confiable, o del código, S_d . O podría compararse la resistencia ideal, lo cual daría una mayor seguridad aún. O podría compararse la resistencia probable, lo que daría menor seguridad que la primera. Para efectos de este ejemplo se opta por comparar la resistencia confiable del "eslabón fuerte", en este caso el cortante de diseño para la combinación de cargas verticales y sísmicas con la sobre resistencia del eslabón débil, pero dúctil, que es la resistencia a la flexión de la misma viga. Observamos pues, que no siempre el concepto se aplica a un elemento versus otro, sino que puede ser a un tipo de resistencia sobre otra para un mismo elemento.

Resistencia al corte confiable > Resistencia en exceso a la flexión

$$V_d > M_o \quad (9.5)$$

Para el apoyo izquierdo "a" (Fig. 4), del equilibrio estático de momentos y carga vertical, obtenidos del análisis para la combinación de cargas especificada por el código, se tiene en general:

$$V_a > \frac{M_a + M_b}{L} + \frac{w_u L}{2} \quad (9.6)$$

Aplicando el criterio de diseño por capacidad, se va a modificar las magnitudes relativas de estos términos para considerar: a) la sobrerresistencia que puede mostrar cada momento en cada extremo, b) la magnificación del corte isostático debido a cargas verticales por la presencia de la aceleración

- resistencia del acero por encima del f_y , cuando por grandes deformaciones se produce el endurecimiento,
- esfuerzo de fluencia f_y del acero mayor que el especificado,
- mayores secciones transversales que las consideradas en la estimación de la resistencia, por ejemplo debido a la contribución de las alas en una viga rectangular,
- la compresión de elementos en flexión,
- la presencia de refuerzo adicional colocado con propósitos constructivos y no considerados en el cálculo ni planos originales.

La sobrerresistencia se relaciona con la resistencia ideal a través de un factor λ_o

$$S_o = \lambda_o S_i \quad (9.2)$$

Este factor considera todas las fuentes de sobre-resistencia y es mayor que 1. Típicamente varía entre 1.25 y 1.60. La sobre resistencia y la resistencia confiable (usando las Ec. 9.1) están relacionadas por:

$$S_o = \frac{\lambda_o}{\phi} S_d \quad (9.3)$$

Solicitaciones, S_e

La resistencia requerida por el sismo proviene de las solicitaciones obtenidas de los análisis y usando las combinaciones de carga especificadas por los códigos. Por ejemplo:

$$\text{ACI: } S_e = 0.75(1.4 D + 1.7 L + 1.7 E)$$

El código de Nueva Zelandia especifica $S_e = D + 1.3 L + E$

9.2 PROCEDIMIENTO

En el diseño convencional requeriremos simplemente se satisfaga siempre la Ec. (6.1).

En el diseño por capacidad el procedimiento es el siguiente (9):

- Escoger elementos o mecanismos de disipación de energía
- Diseñar y detallar adecuadamente su refuerzo
- Proveer a todos los demás elementos estructurales con suficiente reserva de capacidad resistente para asegurar que el mecanismo de disipación de energía escogido se mantenga a lo largo de las deformaciones que puedan ocurrir.

Este procedimiento se ilustra de manera muy simple con una cadena dúctil (Fig. 3). Se supone que todos los eslabones son frágiles menos el del centro por consiguiente no se les debe permitir fallar. El eslabón central se

Es evidente que en la práctica habitual, estamos muy lejos de obtener la protección que se espera contra la falla por corte, pues hubiéramos determinado su resistencia con la Ec. (9.6).

Con la fuerza cortante de la Ec. (9.10) garantizamos de una manera racional que la resistencia al corte es el eslabón fuerte de la cadena y que primero se excederá la resistencia a la flexión constituyendo el eslabón débil.

9.4 REDISTRIBUCION DE CAPACIDADES

Debido a la combinación de cargas verticales con las cargas laterales del sismo, se desarrollan momentos negativos altos pero positivos pequeños en los extremos de las vigas. Esto resulta en requerimientos de refuerzo superior mucho mayor que el inferior, limitando de esta manera la capacidad de la sección de disipar energía (ver acápite 6). Una manera directa de reducir el desarrollo de capacidad excesiva en las vigas "débiles" que incrementaría la resistencia necesaria en las columnas "fuertes" es la redistribución de momentos. El código neozelandés (10) permite hasta un 30% de redistribución entre los momentos de las vigas de un mismo piso. Esta redistribución reconoce que durante un sismo severo habrá comportamiento inelástico, modificándose de esta manera las capacidades a fin de orientar la formación de los mecanismos (rótulas) de disipación de energía. Los momentos reducidos deben ser redistribuidos a secciones menos críticas del mismo piso de manera que la resistencia lateral del entrepiso no es afectada por la redistribución. De esta manera la redistribución permite al diseñador (13):

- Lograr una capacidad resistente a las cargas laterales que excede ligeramente el valor requerido por el diseño, al formarse el mecanismo de colapso descado,

- tender a igualar el refuerzo superior e inferior en las secciones críticas para lograr una mejor ductilidad flexionante (más capacidad de disipación de energía al formarse ciclos histeréticos que encierran áreas mayores),

- tender a igualar los refuerzos a ambos lados de la conexión viga-columna para mayor facilidad de colocación del refuerzo longitudinal a través de la conexión, y

- lograr una distribución más uniforme del refuerzo longitudinal en cada piso.

Otani, Li y Aoyama (13) han demostrado mediante el diseño y análisis inelástico de varios edificios aporticados de concreto armado, que:

- la redistribución de los momentos de diseño no afecta la resistencia a cargas laterales si los porcentajes se mantienen debajo del 30% para vigas y 15% para columnas.

- sismos de mediana intensidad no ocasionan fluencia en los elementos diseñados con redistribución

- la demanda de ductilidad local durante sismos severos se incrementa pero en un rango poco significativo.

9.5 SISTEMAS DE DISIPACION DE ENERGIA

En el diseño sismo-resistente de edificios se usan tradicionalmente tres sistemas estructurales para resistir las cargas horizontales. Estos son:

- a) pórticos dúctiles, planos o espaciales
- b) muros(placas) en volado o acoplados
- c) sistemas mixtos con pórticos y muros(placas)

Estos sistemas deben ser también los responsables por la disipación de energía cuando se presenta un sismo severo.

a) En los pórticos dúctiles la disipación de energía debe producirse a través de rótulas plásticas, que pueden considerarse puntuales, que se presentan en las zonas de mayor momento flector durante la ocurrencia del sismo. Este conjunto de rótulas constituirá un mecanismo cuyas características de estabilidad dependerá de la distribución que tengan las rótulas en la elevación del edificio. Lo recomendable es:

- evitar las rótulas en los extremos de las columnas de un mismo piso por constituir un mecanismo inestable de "piso blando" y que en combinación con las cargas verticales puede conducir al colapso de toda la estructura.

- que las rótulas se presenten en los extremos de las vigas. El generalmente aceptado concepto de "vigas débiles, columnas fuertes" (Fig. 5).

En el diseño por capacidad esto se logra:

- reforzando en exceso la capacidad a la flexión de las columnas de pisos superiores.

- redistribuyendo los momentos en las vigas (ver acápite 9.4)

b) En los muros en volado la disipación de energía se consigue a través de la fluencia dúctil por flexión en la base. Lo que implica la búsqueda por el diseño de la capacidad de desarrollar ductilidad. La resistencia al corte en la base deberá entonces ser diseñada para

$$V_{\text{muro}} = w \frac{\lambda_o}{\phi} V_e \quad (10.1)$$

donde V_e es el corte sísmico necesario del análisis

Los muros acoplados son considerados el mejor sistema estructural sismo resistente en estructuras de concreto armado (9,11). Por su gran rigidez dan alta protección a los elementos no portantes. Evitan daño permanente a la edificación debido a la pérdida de verticalidad del edificio. El colapso debido a inestabilidad es improbable aún después de utilizada toda la capacidad global. El sistema sin embargo es mucho más estable que los muros simples en volado y la ductilidad más fácil de conseguir. La diferencia con los muros en volado está en que la disipación de energía se produce principalmente a través de la fluencia del sistema de acople o conexión de los muros (Fig.6).

Puede, por ejemplo, redistribuirse el cortante de diseño de las vigas obtenido del análisis para conseguir un mejor diseño, sin reducir la resistencia total. Con el fin de reducir la demanda en flexión en el muro traccionado, puede redistribuirse parte del momento al muro comprimido que tiene mayor capacidad por la ayuda de la compresión. (Fig. 7)

c) Los sistemas mixtos disipan energía a través de una combinación de rótulas en las vigas, muros y columnas. En este caso la limitación de desarrollar rótulas en columnas es menos estricta porque debido a la presencia monolítica del muro o placa no se desarrollará el mecanismo inestable de piso blando. (Fig. 8)

10. CONSIDERACIONES ADICIONALES

Adicionalmente al diseño por capacidad de los sistemas sismo resistentes deben tener "adecuada ductilidad" (12). El código de Nueva Zelandia (9) en sus comentarios sugiere que eso se puede conseguir:

a) Para edificios regulares simétricos usando el siguiente criterio aproximado. El edificio como un todo debería ser capaz de deformarse lateralmente por lo menos en 8 ciclos de carga y descarga de manera que el desplazamiento horizontal del piso superior bajo la combinación de cargas sísmicas y verticales sea por lo menos cuatro veces la de la primera fluencia, sin que la capacidad para resistir fuerzas laterales disminuya en más del 20%. La deformación debe ser calculada bajo la hipótesis de apropiadas rótulas plásticas

b) Para edificios no regulares asimétricos: es necesario usar análisis no lineal (inelástico) y registros de sismos reales adecuados al sitio para determinar la máxima demanda de ductilidad de curvatura de las secciones.

c) Los elementos resistentes principales son adecuados si no pierden más del 30% de su resistencia (significa ductilidades bastante mayores que 4 para cumplir con la condición inicial.)

Será necesario verificar los elementos que no forman parte del sistema sismo-resistente para que tengan adecuada capacidad para resistir las cargas verticales cuando éste se deforma para resistir el sismo. Tales chequeos deben incluir verificación de la capacidad de las vigas y columnas para 4 o más veces la distorsión para las cargas especificadas.

11. CONCLUSIONES

- 1) Es posible conseguir mayor seguridad sísmica en edificaciones sometidas a solicitaciones sísmicas.
- 2) El diseño por capacidad puede controlar que se produzcan los mecanismos deseados y ofrece mayor seguridad.
- 3) La verificación de la carga última (límite) resistida para cada entrepiso también es garantía racional de seguridad.

12. REFERENCIAS

1. BERTERO, V., "Ductility Based Structural Design, State of the Art Report", Proceedings 9a. Conferencia Mundial en Ingeniería Sísmica. Vol 8., pp. 673-686. Tokyo-Kyoto, Japón. Agosto 1988.
2. HOUSNER G.W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes", Proceedings, World Conference in Earthquake Engineering, Berkeley, California, Junio 1956.
3. BLUME, J.A., NEWMARK, N.M., CORNING, L.H., "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions", Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1961.
4. INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, Earthquake Resistant Regulations. A Word List - 1988, IAEE, Tokyo, Japón. 1988
5. ABRAMS, D., "Nonlinear Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings" Conferencia Colegio de Ingenieros del Perú.. Capítulo Peruano ACI. Pontificia Universidad Católica del Perú. Agosto 1989.
6. PAULAY, T., "Seismic Design in Reinforced Concrete, The State of the Art in New Zealand". Proceedings 9a. Conferencia Mundial en Ingeniería Sísmica. Vol 8., pp. 687-692. Tokyo-Kyoto, Japón. Agosto 1988
7. INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, "New Aseismic Design Method for Buildings in Japan" (Versión en Inglés contenida en) Earthquake Resistant Regulations. A Word List - 1988, IAEE, Tokyo, Japón. 1988
8. PIQUE, J., "On the Use of Simple Models in Nonlinear Dynamic Analysis" Research Report R76-43. Department of Civil Engineering. M.I.T. Cambridge, Mass. 1976.
9. STANDARDS ASSOCIATION OF NEW ZEALAND, "Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings. NZS 4203:1984", 1984.
10. STANDARDS ASSOCIATION OF NEW ZEALAND, "Code of Practice for the Design of Concrete Structures. NZS 3101:1982", 1982.
11. PARK, R., PAULAY, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons. New York, 1975
12. PARK, R., "Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing. State of the Art Report", Proceedings 9a. Conferencia Mundial en Ingeniería Sísmica. Vol 8., pp. 605-616. Tokyo-Kyoto, Japón. Agosto 1988.
13. OTANI, S., LI, S., AOYAMA, H., "Moment Redistribution in Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Frames". Proceedings 9a. Conferencia Mundial en Ingeniería Sísmica. Vol 8., pp. 693-698. Tokyo-Kyoto, Japón. Agosto 1988.

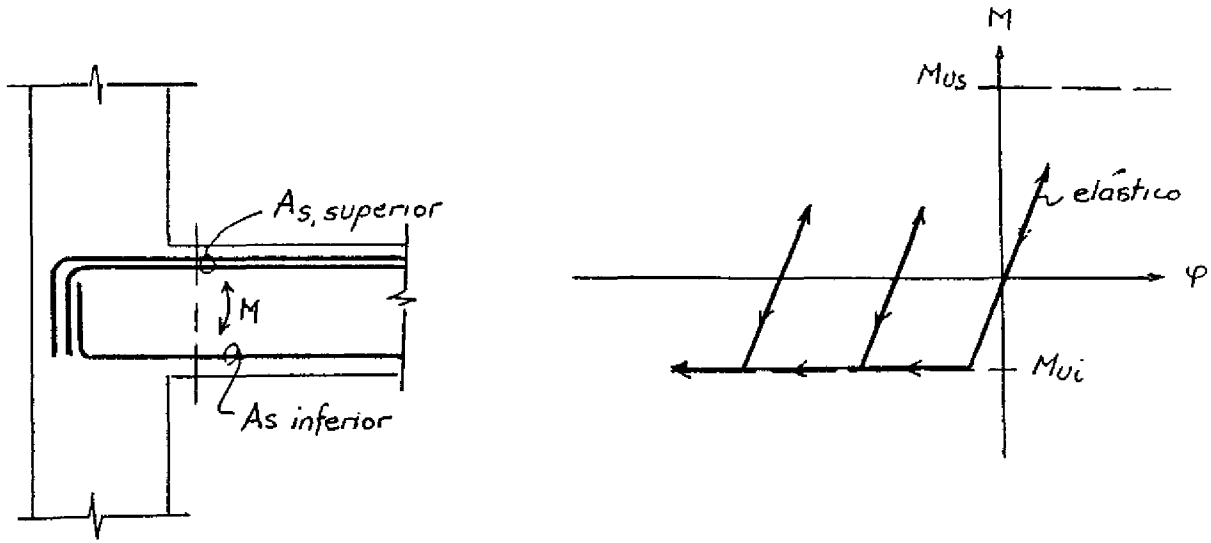


Fig. 1 Refuerzo asimétrico. Deficiente comportamiento dúctil

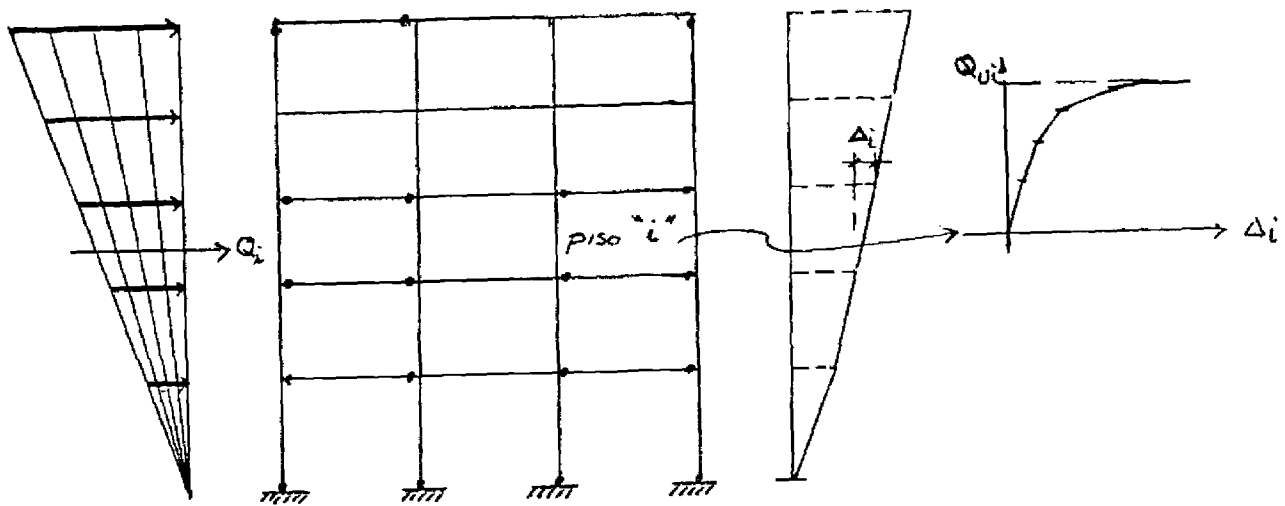


Fig. 2 Análisis inelástico estático incremental. Determinación de resistencia última

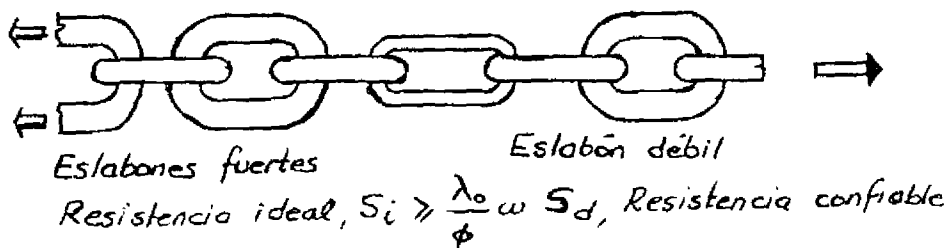


Fig. 3 Cadena dúctil Jerarquía de resistencia de los eslabones.

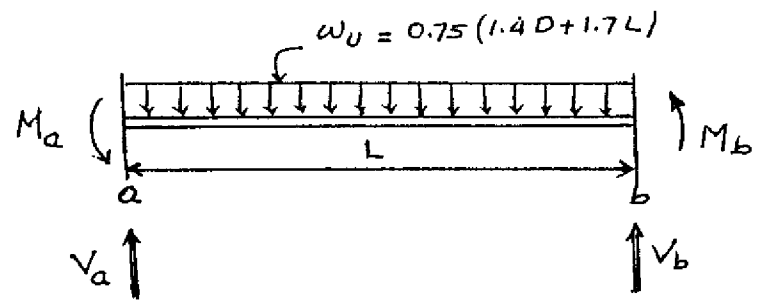


Fig. 4 Cálculo del corte bajo carga sísmica

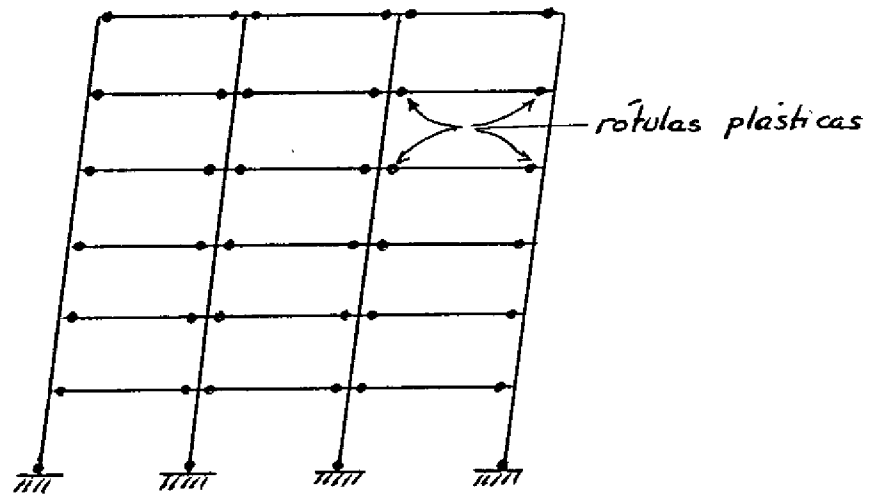


Fig. 5 Mecanismo de vigas en pórtico

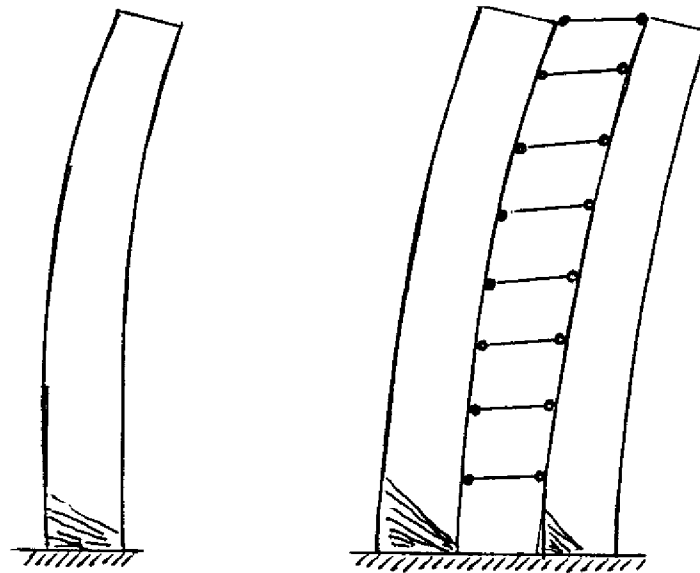


Fig. 6 Respuesta inelástica de muros

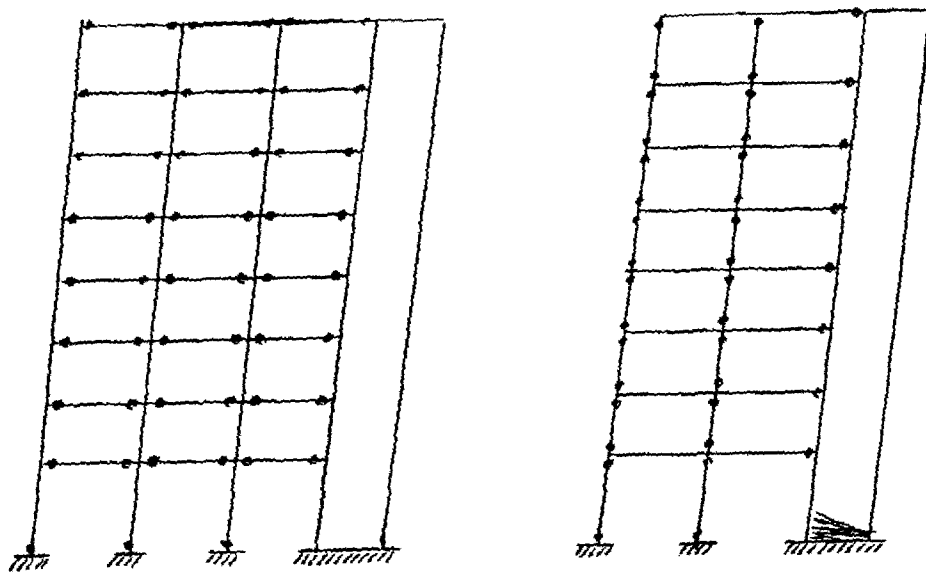


Fig. 7 Mecanismos de disipación de energía en sistemas mixtos

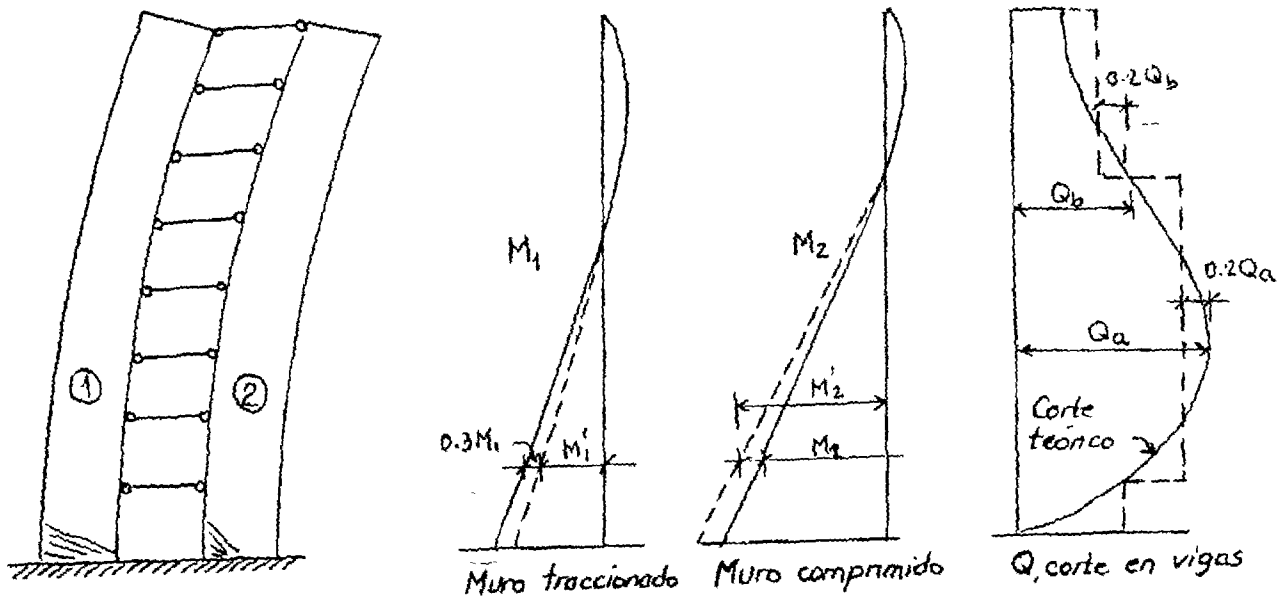


Fig. 8 Redistribución de momentos y cortes en muros acoplados