
CRITERIOS DE DISEÑO PLASTICO

Pórticos de Hormigón Reforzado

ROBERTO ROCHEL AWAD

- Profesor de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT.

1. REQUISITOS QUE DEBEN SEGUIRSE EN ESTRUCTURAS EN ZONAS SISMICAS

En las estructuras de hormigón las características que se necesitan para su buen comportamiento sísmico no son intrínsecas del material. Las estructuras de hormigón, tal como están concebidas y se han construido generalmente en zonas no sísmicas, han tenido un comportamiento muy negativo en zonas sísmicas, el número de fallas, de colapsos totales, de daños importantes en estructuras de hormigón en zonas sísmicas es muy elevado.

Esto se debe a que el hormigón reforzado no posee en sí algunas características esenciales que se necesitan para un buen comportamiento sísmico, entonces para lograr un buen desempeño se requiere cuidar con particular atención algunas características de estructuración y de refuerzo que van mucho más allá de las normales para zonas no sísmicas, que requieren de gran cantidad de detalles de refuerzo que son muy costosos y constructivamente difíciles de lograr. Esto no ocurre con estructuras de acero, el acero es un material que intrínsecamente tiene ciertas propiedades que lo hacen más favorable para resistir los sismos y las diferencias o cuidados que hay que tener al diseñar una estructura para una zona no sísmica son relativamente pequeños o relativamente mucho menores a los que hay que tener al diseñar estructuras de hormigón.

En estructuras de hormigón son numerosas las cantidades de cuidados que hay que tener para darles un buen comportamiento sísmico.

El gran número de casos de falla en el terremoto de México de 1985 es el ejemplo más claro de este comportamiento defectuoso de estructuras de hormigón cuando no se cumplen ciertos requisitos especiales. Estos requisitos pueden clasificarse en tres niveles:

- a. Estructuración.
- b. Diseño.
- c. Ductilidad.

a. Estructuración

Se debe seleccionar en la estructura un arreglo de elementos estructurales que sea idóneo para

resistir las fuerzas sísmicas. Idóneo en el sentido que debe tener una resistencia y rigidez alta a carga lateral y debe evitar llevar a la estructura a un colapso con un tipo de falla frágil.

Se debe evitar por ejemplo que se presenten torsiones importantes, que se presenten concentración de esfuerzos en zonas limitadas, la estructura debe ser razonablemente simétrica y regular para evitar estos problemas.

b. Diseño

Se debe proporcionar la resistencia adecuada de acuerdo a un método de análisis estático o dinámico que tenga en cuenta ciertos coeficientes sísmicos que sean suficientemente conservadores y que prevean que la estructura tenga la resistencia adecuada para resistir estas fuerzas.

Este punto es de carácter general para todas las estructuras, no es muy específico de las estructuras de hormigón aunque para estas estructuras hay ciertos valores que son más adecuados, sin embargo, los métodos de análisis y los requisitos que hay que buscar de resistencia y rigidez son generales para todas las estructuras.

c. Ductilidad

Son muy particulares de las estructuras de hormigón para zonas sísmicas. Los factores que hay que cuidar para lograr que una estructura tenga buen comportamiento sísmico son: resistencia, rigidez y ductilidad, lo que se requiere, en general, es una combinación de estas propiedades. Una estructura debe tener una capacidad de resistencia bastante alta para soportar las cargas laterales pero también debe tener un comportamiento dúctil para evitar que si se excede por alguna razón de esta capacidad se tenga un colapso total.

Como no se puede preveer con suficiente confianza cual va a ser el nivel máximo que puedan alcanzar las fuerzas sísmicas es prácticamente imposible diseñar una estructura para que resista las máximas fuerzas sísmicas que pudiesen llegar a presentarse, entonces se fijan ciertos niveles de resistencia que es necesario alcanzar pero previendo la posibilidad de que las fuerzas inducidas por el sismo pueden exceder esos niveles pues es difícil ponerle un límite al desplazamiento del terreno. Si las fuerzas exceden los límites de resistencia que se han previsto, se pretende que la estructura no tenga una

falla frágil sino que sea capaz de disipar la energía adicional que le puede introducir un sismo a través del comportamiento inelástico, a través de fluencia, a través de daños locales, pero que nunca la lleven al colapso.

2. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS

Consideremos el caso más simple de estructuras hiperestáticas como puede ser el tramo interior de una viga continua de tres luces. Olvidémonos por lo pronto del sismo, y consideremos que sobre la viga actúa una carga uniforme que aumenta desde cierto valor hasta el máximo que pueda alcanzar.

Los valores de los diagramas de momentos aumentan proporcionalmente con la carga W si las rigideces relativas entre elementos adyacentes se mantienen constantes (Véase figura No. 1). Si es muy estricto se puede pensar que existen ligeras variaciones en el diagrama, por ejemplo, cuando el momento M_c alcance el momento de fisuración de esa sección se tiene cierto cambio de la rigidez relativa y los momentos de extremo pueden variar ligeramente, si se omiten estas pequeñas diferencias, se puede pensar que al aumentar el valor de la carga estos tres momentos aumentan proporcionalmente manteniéndose las diferencias relativas.

Esta proporción se mantiene hasta cierto punto, hasta que alguna sección, y de hecho se puede pensar que las secciones críticas son estas tres, alcanza su máxima capacidad, el valor de su momento de fluencia, supongamos que esta sección es el apoyo C. A partir de este instante esta sección no puede tomar más momento. Si ahora tratamos de aumentar la carga esta sección fluye y gira manteniendo su momento M_{yc} , para fines prácticos esto es equivalente a tener una articulación plástica en ese apoyo, y para las cargas superiores a las que causaron este momento de fluencia la viga se comporta como una viga continua con una articulación en ese apoyo (Véase figura No. 2) y en ese entonces el diagrama de momentos cambia porque M_{yc} se mantiene fijo.

Al incrementar ahora la carga los otros momentos se incrementan, hasta que otra sección alcance su momento de fluencia, supongamos que es el apoyo B, lo cual equivale a que allí se forme una articulación plástica (Véase figura No. 3), esto no quiere decir que la viga ha fallado, la viga sigue siendo estable, pues

si se tiene un comportamiento dúctil se mantiene en esa sección M_{yb} incrementando las rotaciones el valor que causó la fluencia. De acá para adelante el tramo BC se comporta como si fuese una viga simplemente apoyada, pero con capacidad de soportar aún más carga. Dejando fijos los momentos de apoyo, M_{yb} y M_{yc} , se puede aumentar la carga aumentándose a su vez el valor del momento en el centro de la luz hasta que se forme allí una nueva articulación plástica (Véase figura No. 4) y se crea ahora sí un mecanismo de falla volviéndose la viga inestable, así tenga más capacidad de rotación.

Razonando: en estructuras de hormigón, jugando con el refuerzo, se pueden definir los momentos resistentes en estas secciones de manera que se tenga la secuencia de articulaciones que se desee.

Otro ejemplo más elaborado y más relacionado con el diseño sísmico es el ejemplo de un pórtico de una luz y de un piso (Véase figura No. 5), sujeto a una carga lateral, eliminando ahora el efecto de la carga vertical.

El momento externo es el producto de la fuerza F por la altura H , este momento se llama momento de entrepiso o momento de volteo y por equilibrio estático debe ser igual a la suma de los cuatro momentos que se presentan en los extremos de las columnas.

Dependiendo de los valores individuales de resistencia se puede lograr una estructura que resista la misma carga F dándole más rigidez a las columnas en la parte superior que en la inferior, y puede llegarse al caso de darle rigidez nula a los apoyos, obteniéndose un pórtico articulado en su base, pero para resistir la misma carga F habrá que darle a la columna más resistencia en su parte superior.

El cortante resistente de entrepiso es una propiedad que se puede dar con diferentes combinaciones de resistencias individuales. Entonces si por alguna razón conviene propiciar cierto tipo de mecanismo puede lograrse a través de dar resistencias adecuadas a las diferentes secciones.

Razonando: en una estructura de hormigón, en general, existen ciertas relaciones fijadas por la estática que determinan la resistencia y puede proporcionarse la resistencia que se desee alcanzar, suministrándole a las secciones individuales, capacidades diferentes, de manera que

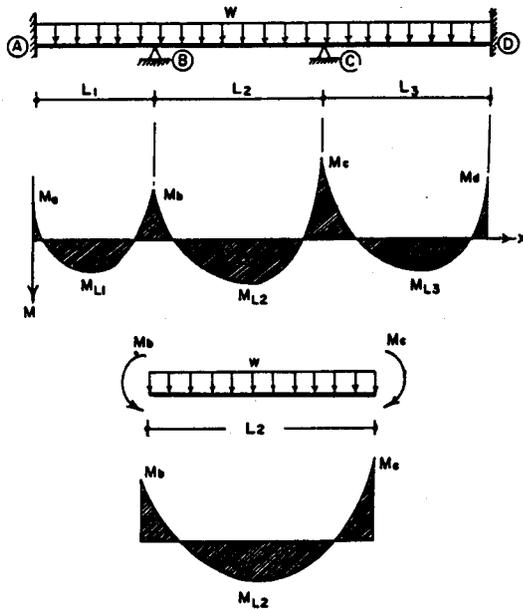


Figura No 1

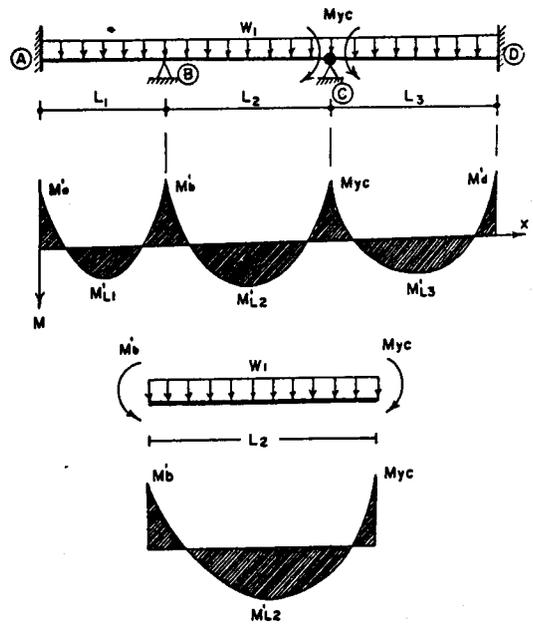


Figura No 2

COMPORTAMIENTO PLASTICO DE ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS

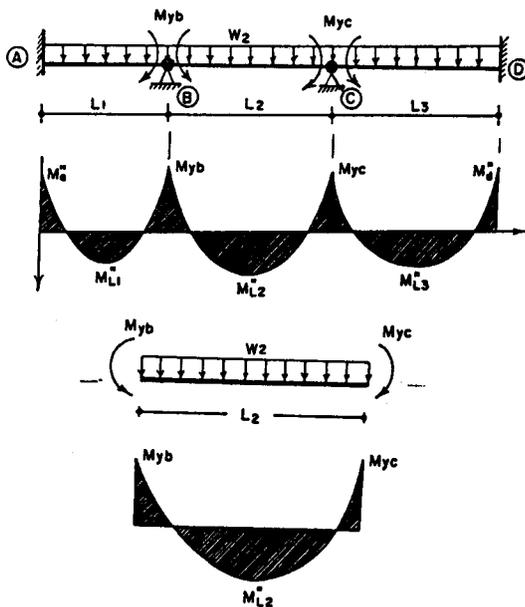


Figura No 3

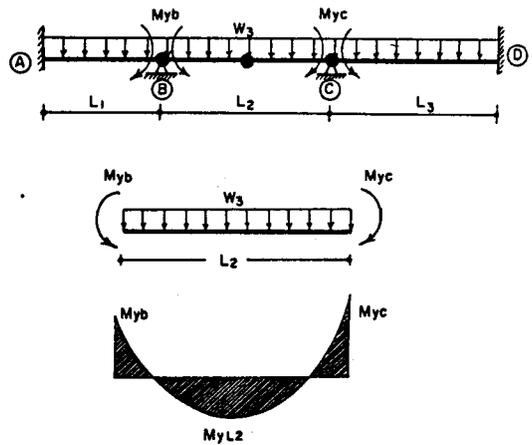
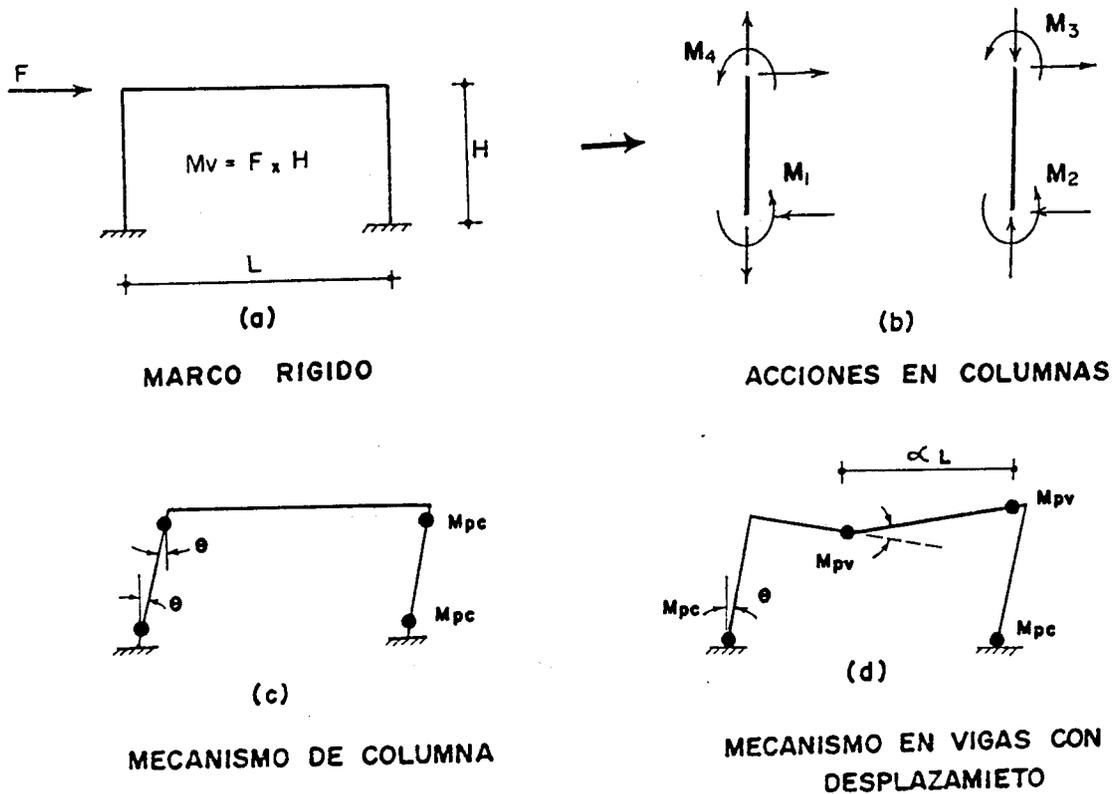


Figura No 4

COMPORTAMIENTO PLASTICO DE ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS



COMPORTAMIENTO PLASTICO DE ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS

Figura No.5

propicien el modo de falla que más conviene, buscando que si la estructura alcanza el mecanismo de falla, llegue al menos desfavorable, uno que de lugar a una falla no frágil, que sea capaz de disipar energía en forma útil y que no de lugar a un colapso, entonces se puede a través de la manipulación de las resistencias individuales de las secciones proporcionar el mecanismo de falla más conveniente.

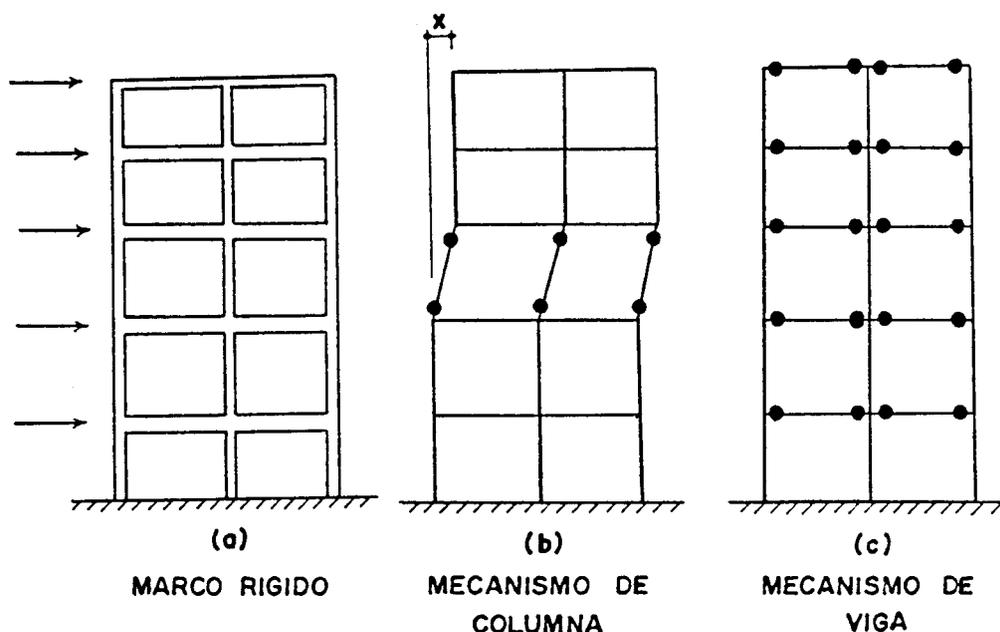
Si se tiene un pórtico como el de la figura No. 6a y si se diseñan las vigas y columnas suponiendo que se conocen exactamente las cargas, se asume además que solo actúan las cargas laterales cuya distribución es conocida, como resultado se obtiene cierto diagrama de momentos, tanto en vigas como en columnas, y se les proporciona exactamente resistencias iguales a los momentos solicitantes.

Si se incrementan las cargas laterales, se incrementarán los desplazamientos y se incrementarán los

momentos hasta que todas las secciones lleguen simultáneamente a la fluencia (esto es posible si a todas las secciones se les proporciona un momento resistente igual al momento elástico) y se forma un mecanismo de falla. Sería una casualidad que esto sucediera pues por simples aproximaciones, redondeo de varillas o por simples requisitos constructivos esto nunca se obtiene en la realidad, siempre hay secciones que quedan más sobradas que otras y además, hay diferencias debidas a la variabilidad de las propiedades del hormigón, ese comportamiento ideal en realidad nunca se alcanza.

Se pueden obtener dos comportamientos extremos a partir de los momentos elásticos:

- a. Se le da a la viga una resistencia proporcionalmente mayor a los momentos elásticos de la que se le da a las columnas, por ejemplo a las columnas se les proporciona resistencia



MECANISMOS DE COLAPSO BAJO FUERZAS SISMICAS

Figura No. 6

exactamente igual a los momentos elásticos y a las vigas se les aumenta un 20%. ¿Qué sucede?

Al aumentar las cargas, las vigas permanecen elásticas y para cierto nivel de carga se forman articulaciones plásticas en los extremos de las columnas basta que se formen en un entrepiso, figura No. 6b y el edificio se vuelve inestable.

- b. A partir del diagrama de momento elástico se les proporciona a las vigas exactamente la resistencia a momento igual a los momentos elásticos, mientras que los de las columnas se aumentan en un 20, 30 ó 40%, lo que se quiera. Luego se incrementan las cargas y cuando las cargas son tales que los momentos aplicados, los de las vigas, alcanzan su valor de fluencia se forman articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, si todas se proporcionan

iguales estas se formarán simultáneamente o secuencialmente de acuerdo a la resistencia proporcionada, no quiere decir que se forme un mecanismo, simplemente que en las columnas la restricción al giro se limita al momento de fluencia y queda como una barra en voladizo y finalmente, para que la estructura colapse se tienen que formar articulaciones plásticas en las bases de las columnas, figura No. 6c.

En estos tres ejemplos se logran mecanismos de falla diferentes, dependiendo de la forma en que se han reforzado las secciones o de los factores de seguridad, que pueden ser diferenciales o sean, diferentes de un lugar a otro. Ahora como se puede escoger el mecanismo de falla, cuál de los tres sería el más ventajoso desde el punto de vista del comportamiento sísmico de las estructuras? es claro que el tercero (Figura No. 6c) es mucho mejor que el primero y a su vez mucho mejor que el segundo. Por qué?

En el primero se forman todas las articulaciones plásticas al mismo tiempo, el tercero es el mejor por dos razones, tiene un comportamiento más dúctil y disipa más energía, porque mientras más articulaciones plásticas se necesiten para llegar al mecanismo de colapso se tiene más disipación de energía y menos se requiere que disipen individualmente cada una de las articulaciones, se reparte la disipación entre muchas articulaciones y menos demanda de ductilidad local se tiene.

El hecho de que una estructura sea altamente redundante, es decir, que se formen muchas articulaciones plásticas antes de la falla es una ventaja. Pero aparte, el mecanismo de viga tiene una gran ventaja sobre el de la columna, no solo tiene más articulaciones plásticas sino su ubicación en secciones que trabajan a flexión, el hecho de la figura No. 6b es que está regido por las articulaciones plásticas que se forman en las columnas y además en las columnas de planta baja que tienen una carga axial máxima y para las cuales es muy difícil lograr un comportamiento dúctil mientras que en la figura No. 6c antes del colapso las articulaciones plásticas se forman en las vigas cuyo trabajo principal es a flexión con carga axial prácticamente nula, en las vigas se puede obtener mucha disipación de energía, por eso este mecanismo de falla es el más deseable.

Pensando en el primer efecto, el hecho de que en el mecanismo de columna son pocas articulaciones y que en el de la viga son muchas, y que lo que interesa es que la ductilidad global de la estructura alcance cierto valor, para que alcance el desplazamiento, medido en la parte superior, cierto número de veces la deformación de fluencia, cuántas veces necesitan exceder la rotación de fluencia estas articulaciones?. En el mecanismo de columna para alcanzar cuatro veces la deformación de fluencia global se necesita un factor de ductilidad de 125 en la articulación más crítica (que gire 125 veces en su deformación de fluencia), eso es casi imposible de lograr en una sección de hormigón cualquiera y menos en una columna que este sujeta a carga axial.

En el mecanismo de viga, para que la estructura alcance cuatro veces la deformación de fluencia se necesita que la deformación más crítica tenga ocho veces la deformación de fluencia, es el doble, de todas formas es mucho más la ductilidad local para llegar a una ductilidad global, pero en el mecanismo de viga es razonable mientras que en el mecanismo de columna está fuera de razón.

Luego, el mecanismo de falla deseable es aquel que involucra mecanismo de falla en los elementos que tengan más capacidad de rotación y el mayor número de articulaciones plásticas, esto se logra en las vigas. El punto básico es que se puede escoger el mecanismo de falla, tan sencillo como se decía, aumentando el factor de seguridad en el diseño de las columnas y manteniendo al mínimo exigido por el código en las vigas, así se fuerza a que si las cargas exceden las previstas el mecanismo de falla es el de viga y no el de columna.

Igual que en estos casos existen una serie de requisitos de estática, que si se cuida la resistencia relativa, puede lograrse con ello que se presenten modos de falla que sean los que yo escoja, es decir, se puede lograr que una viga falle por flexión y no por cortante dando ciertas resistencias relativas a cortante y a flexión de manera que sea imposible que una viga falle por cortante porque primero va a fallar por flexión, de ese modo forzo que el mecanismo que se presente sea el que se considere más conveniente.

Más difícil de entender entre el diseño de una estructura en una zona sísmica y en una zona no sísmica es el hecho de que en el diseño de la estructura sísmica los resultados del análisis elástico nos sirven esencialmente como una guía inicial pero que finalmente las resistencias para las cuales se diseña son o pueden ser muy distintas de las que resultan de un análisis elástico y son distintas porque se manipulan los factores de seguridad de manera de forzar cierto mecanismo de falla y de evitar otros que son ciertamente indeseables.

Se debe tener en cuenta en el diseño de una estructura de hormigón que deben cumplirse ciertos requisitos:

- a. Dar cierta estructuración y ciertos tamaños a los elementos de manera que ante cargas sísmicas los desplazamientos laterales se mantengan dentro de ciertos límites y ello es lo que finalmente determina los tamaños de las secciones y normalmente la necesidad de elementos de rigidización, que pueden ser muros, contravientos, etc., para poder limitar los desplazamientos laterales a sus valores admisibles.
- b. Se hacen los análisis y /o se obtienen los elementos mecánicos y con ellos se dimensionan y se refuerzan los elementos para que los resistan. En la práctica el análisis que se hace

siempre es elástico, sin embargo, siempre existe la polémica sobre la forma como todos estos elementos se están dimensionando, de articulaciones plásticas y de fluencias, etc., que validez tiene usar un análisis elástico para después alterarlo?. Si se reflexiona un poco sobre estos conceptos que hemos visto se puede llegar a la conclusión que si se proporcionara exactamente la resistencia dada en los resultados del análisis elástico se tendría un mecanismo de colapso claramente definido por la formación simultánea de articulaciones plásticas en todas las secciones críticas y que sería perfectamente válido, aún con un criterio de diseño al límite, reforzar con los resultados del análisis elástico llegaría así a un mecanismo de colapso con la presentación simultánea de articulaciones plásticas.

En diseño sísmico conviene diseñar con los resultados del análisis elástico, se diseñan las secciones en las cuales se aceptan que se formen articulaciones plásticas, esas secciones se diseñan con el momento elástico exacto y con el factor de seguridad mínimo dado por el código. Pero después, para las secciones en que no se desee un comportamiento inelástico, se procede de otra manera; puede ser de dos formas diferentes: una, que es la manera más simplista, es usar los mismos valores del análisis elástico pero aumentando los factores de seguridad y esto es mucho más sencillo por usar resultados elásticos. Esto no es estrictamente riguroso porque no se puede así asegurar que se forme todo el mecanismo previo (articulaciones deseadas) pues no se sabe si el factor de seguridad del 20 ó 30% es suficiente.

Existe otra alternativa y es ver que elementos mecánicos se introducen en las secciones que se desean proteger cuando las otras lleguen a la fluencia y diseñar para estos elementos con un factor de seguridad. Este es una especie de diseño plástico o de diseño en dos etapas, primero se diseña por métodos elásticos las secciones que se desea se plastifiquen y después, cuando se plastifiquen esas secciones, se ve qué elementos mecánicos corresponden a las otras y se diseñan para ellas.

Este segundo procedimiento lo recomienda el ACI, en México se aceptan los dos, el segundo implica revisar el equilibrio parte por parte y diseñar las vigas y columnas por cortante etc, para todos los modos de falla frágiles, de modo

que cuando lleguen los otros a la falla ver las fuerzas que se introducen y diseñar para ellas, es un diseño en dos etapas una primera elástica y una segunda plástica. Este concepto no tiende a tener tantos diseños como vigas y columnas haya, siempre en diseño lo que se hace es tender a uniformizar los tamaños de los refuerzos por razones constructivas, eso se puede hacer dentro de estos conceptos, lo que hay que mantener son ciertos valores relativos de la resistencia para que de todas maneras se propicien ciertos mecanismos de falla.

3. ALGUNOS CONCEPTOS SOBRE DISEÑO PLÁSTICO

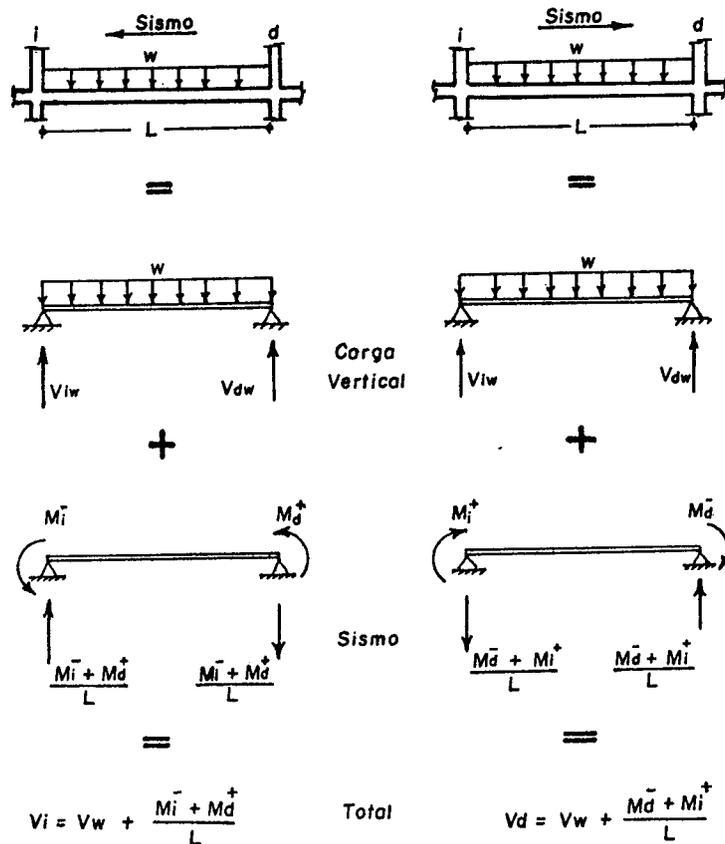
3.1 Cortante en Vigas

Si se aísla un tramo de viga de un pórtico, por efectos de la carga lateral, se presentan unos momentos de extremo, de signo contrario, que generan una cortante (figura No. 7).

La fuerza cortante, generada por cargas laterales, es igual a la suma de esos dos momentos divididos por la longitud. Esto es estática, esta relación nos dice que el cortante que se introduce por sismo es igual a la suma de los momentos que se introducen por sismo divididos por la longitud de la viga. Entonces: ¿Cuál es el máximo cortante que se puede introducir por sismo?

El máximo cortante que se puede introducir por sismo es el que corresponden cuando los momentos de extremo M_i y M_d alcancen sus valores de fluencia. En el momento en el cual M_i alcanza su valor de fluencia ya no puede aumentar más, se incrementa entonces M_d hasta que alcance su valor de fluencia. En este caso, la suma de M_i y M_d no puede pasar de ese valor y por lo tanto el cortante que se introduce en la viga nunca lo podrá exceder, independientemente de que tan fuerte sea el sismo al que corresponde la suma de los momentos de fluencia divididos por L . ¿Qué quiere decir esto?

Los momentos de fluencia deben conocerse pues se sabe cuál fue el refuerzo que se colocó en esas secciones y con base en ello puede calcularse el momento que soportan, luego se conocen cuál es el valor del cortante máximo que se puede introducir y es igual a la suma de estos momentos dividida por L . Esto por sismo.



CORTANTE SISMICO EN VIGAS

$M_i^-, M_d^+, M_i^+, M_d^-$ = Momentos de fluencia para el refuerzo colocado

Figura No. 7

Si al cortante por carga vertical se le suma el del sismo multiplicado por un factor de seguridad, 1.25 por ejemplo (CCCSR Sec. C. 21.10.1), y se diseñan los estribos para que soporten estos cortantes se logra que esa viga nunca pueda fallar por cortante, independientemente de que tan pequeño o que tan grande sea el sismo, por equilibrio estático esa viga no podrá fallar por cortante pues el que se introduce esta limitado por la fluencia de los extremos, es decir, se tiene limitado por la fluencia de los extremos, es decir, se tiene allí como un fusible que impide que entre más cortante del que puede resistir la viga pues antes falla por flexión.

Si se diseña con este concepto se esta forzando a que esa viga tenga un modo de falla dúctil o sea que si se alcanza su resistencia, esa resistencia sea debida a la fluencia de articulaciones plásticas por flexión y nunca va a tener problemas de cortante.

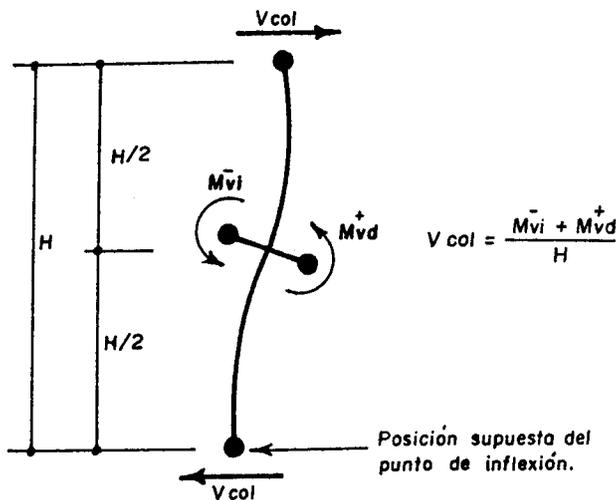
Para hacer lo anterior sería necesario tener que revisar viga por viga, y de acuerdo al refuerzo que se coloque por flexión determinar el refuerzo que se necesita a cortante para garantizar que no haya falla por cortante. El CCCSR permite escoger el procedimiento: Se hace de acuerdo al anterior criterio o se usa el cortante que se obtiene del

análisis elástico con un factor de seguridad de dos (2) para el cortante por sismo, es decir, se emplea un 60% más de factor de seguridad con el cual se puede esperar que se presenten primero las articulaciones plásticas y que nunca falle por cortante.

En resumen, se procura evitar que la falla que rijea el comportamiento inelástico de este elemento sea un modo de falla frágil. En la época moderna es muy fácil esta revisión por computador pues es fácil formular un algoritmo que una vez se diseñe por flexión revise todos estos factores. Los momentos de fluencia deben calcularse con el refuerzo real que se va a colocar.

3.2 Momentos en Columnas

Similarmente a lo anteriormente expuesto, puede razonarse para las columnas. Se tiene (figura No.8) que el momento que se introduce por sismo en las columnas es igual a los momentos de la viga.



CORTANTE SISMICO EN COLUMNAS

Figura No. 8

Cual es el máximo momento que se puede introducir por sismo en estas columnas?

El máximo momento que un sismo puede introducir en las columnas es el momento de fluencia en las vigas, luego si se diseñan estas columnas no con el momento obtenido del análisis elástico sino que una vez determinado cual va a ser el refuerzo de las vigas se calcula el momento resistente de las vigas, ese momento se reparte entre las columnas y estas se diseñan con un factor de seguridad de 1.2 (CCCSR

Sec. C. 21.7.2.1), así se garantiza que nunca se va a alcanzar el momento de fluencia de las columnas porque primero van a fluir de las vigas, y al fluir las vigas, por intenso que sea un sismo, se presenta allí un fusible que impide introducir en las columnas un momento superior al que la viga puede resistir. En México se usa un factor de seguridad de 1.5.

3.3 Cortante en Columnas

El anterior concepto puede utilizarse para el análisis del cortante. Suponiendo que en las columnas los puntos de inflexión se presentan a media altura, se tiene en su punto medio una articulación, pero más que una articulación ese es un punto de inflexión en la columna, entonces, por equilibrio, en la figura No.8 se tiene que el cortante en las columnas multiplicado por la altura H es igual a la suma de los momentos de las vigas, entonces si se determina cual es el momento resistente negativo de un lado y positivo del otro, se suman y se divide por H , se obtiene así el máximo cortante que se puede introducir en las columnas y si se diseña para ese cortante con un adecuado factor de seguridad se garantiza que esa columna no puede fallar por cortante porque las vigas no le podrán introducir más cortante que el que alcance su capacidad.

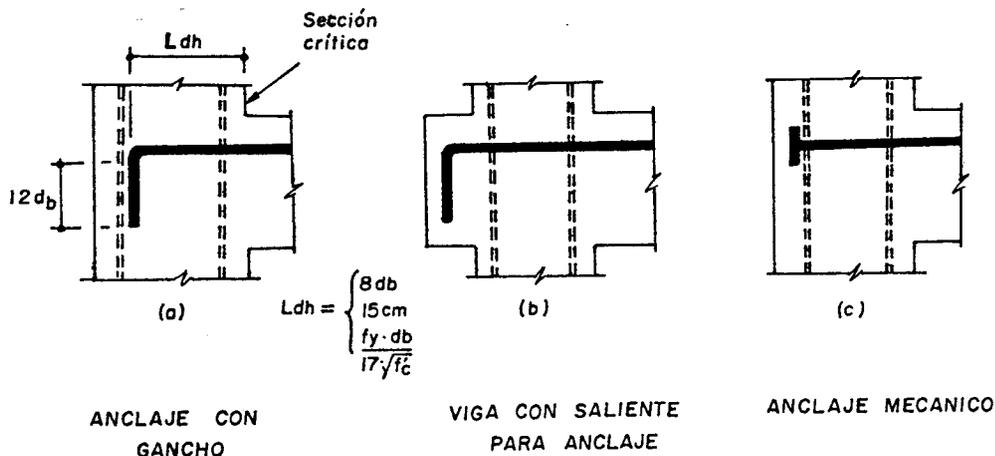
Este diseño se llama diseño por capacidad, se analiza para que se alcance la capacidad del mecanismo de falla que se busca y después obtener por equilibrio las fuerzas que se introducen en los otros elementos.

3.4 Uniones Viga-Columna

Los problemas de las uniones viga-columna son de varios tipos, uno es de confinamiento para lo cual se debe prolongar el refuerzo de la columna dentro del nudo pero el problema más crítico es el del anclaje de las varillas de las vigas en el nudo, el anclaje se vuelve crítico en los nudos extremos.

Usualmente se tiene una viga con refuerzo importante que tiene que terminar dentro de una columna, el refuerzo termina con un tramo recto dentro de la columna y luego con un gancho de 90° estándar, Figura No. 9a.

Si la columna no tiene suficiente profundidad la longitud del tramo recto es insuficiente como para anclar la barra, no se puede olvidar que en el extremo se va a desarrollar la máxima resistencia, es la sección crítica, allí es donde se va a fluir y donde la



ANCLAJE DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN

VIGAS

Figura No. 9

tensión del acero alcanza el valor de f_y , o sea, que allí se va a pasar de f_y a "0", hay que anclar una fuerza, que es igual al área de la barra por f_y , por adherencia dentro del nudo, esto no se puede hacer con la longitud vertical del gancho, por mucho que se prolongue esta parte (1, 2 ó 3 metros) no se puede emplear como anclaje porque el hormigón se aplastaría en el dobléz de la barra, al cambiar el ángulo de inclinación de la fuerza se produce una fuerza diagonal que aplastaría al hormigón, se permite que sólo una parte de esta fuerza se tome con la parte vertical y el resto se debe tomar con una longitud horizontal. (Figura 9a.).

Para $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$ y para una barra de $3/4"$ se tiene que $l_{dh} = 31 \text{ cm}$, o sea que una columna de 35 cm se necesita para poder anclar este refuerzo. En un edificio de varios pisos se termina usualmente con barras de $1"$, para las características anteriores: $l_{dh} = 41 \text{ cm}$, es decir ahora se necesita una columna de 45 para poderla anclar o se tendría que hacer una prolongación de la viga, figura No. 9b, la cual es muy deseable desde el punto de vista del comportamiento al producir descongestión del refuerzo que facilita el vaciado, se evitan tensiones y concentración de esfuerzos en los dobleces, desde el punto vista estructural este sería el nudo ideal pero estética y constructivamente muchas veces no se puede, en ese caso habría que recurrir a un anclaje mecánico que consiste en soldar de punta una varilla contra una placa extrema de manera que esté presionando contra el hormigón, figura No. 9c, revisando no sobrepasar el esfuerzo

de aplastamiento del concreto. Si no se puede hacer una de estas dos últimas alternativas hay que aumentar las dimensiones de las columnas necesariamente.

3.5 Problemas de Adherencia.

El problema de adherencia es tanto más crítico en columnas interiores que en exteriores, en las exteriores el problema es de anclaje como se ha visto. En columnas interiores el problema no es de anclaje pero sí de adherencia, en ellas falla la adherencia, pero esto no quiere decir que la barra se suelte, en un nudo interno si se presenta la falla por adherencia sigue habiendo refuerzo en las vigas, a ambos lados del nudo, pero nada se cae o se suelta, simplemente hay pérdida de adherencia.

Analizando la situación de equilibrio de una varilla superior o inferior de un nudo, de un lado se tiene momento negativo y del otro momento positivo, esto debido al sismo, luego la varilla de un lado está sujeta a tensión y del otro a compresión, ¿qué quiere decir esto?, que en una barra se debe pasar de un f_y a tensión a un f_s , en el límite, de compresión, transición que debe hacerse solo en el ancho de la columna, luego las tensiones de adherencia que se tienen que generar allí son elevadas porque la varilla tiene que cambiar de esfuerzo en el ancho de la columna, luego las tensiones de adherencia que se tiene que generar allí son elevadas porque la varilla tiene que cambiar de esfuerzo en el ancho de la columna o del muro.

Qué sucede si no hay suficiente longitud como para que las tensiones de adherencia que se generan sobre la varilla puedan permitir ese cambio?

Lo que sucede es lo siguiente: si se necesita una longitud de adherencia para que el acero desarrolle toda su tensión, al ser el espesor de la columna insuficiente en la cara opuesta del nudo la barra va a seguir en tensión (figura No.10) y esta varilla que teóricamente debería de estar trabajando a compresión para resistir ese momento no sirve para compresión porque esta vencida la adherencia. Esto es desfavorable pero no es un problema de anclaje, en este caso la sección no es tan dúctil ni tan favorable como debería de ser. Si se desea garantizar el cambio de esfuerzos se deben respetar estas secciones, según el reglamento Mexicano:

$$\frac{h_c \text{ (ancho de la columna en direc. viga)}}{\text{Diámetro mayor barra en la viga}} > 20$$

Para una barra de 3/4" se requiere una columna de 38 cm, lo mismo puede hacerse para controlar el espesor de vigas:

$$\frac{h \text{ de la viga}}{\text{Diámetro de la mayor barra en la columna}} > 15 \text{ carga axial alta}$$

$$> 20 \text{ carga axial baja}$$

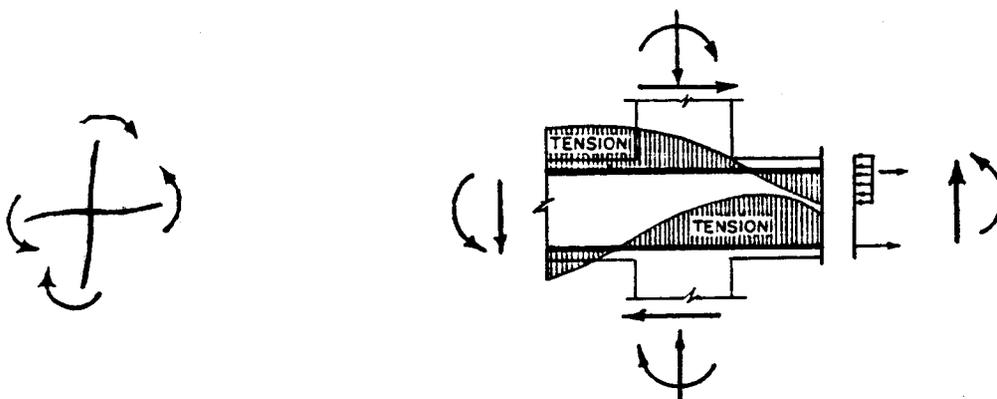
En el caso de las columnas se tiene la ventaja de una carga axial y es difícil que se llegue a necesitar una fluencia en tensión, aunque teóricamente es posible.

Los requisitos para regular el espesor de la viga son correctos, pero en los planes es difícil de cumplir, porque en una losa de 30 cm es ilógico pensar que se tenga tensión a un lado de la columna y compresión en el otro, porque en 30 cm no alcanza la varilla a cambiar de signo, para que realmente se tenga un efecto de marco se necesita un sistema de entrepiso que tenga cierta altura que permita ese cambio de signo, si no hay marco la columna no cambia de curvatura.

3.6 Estructuración

La estructuración a base de pórticos tiene muchas limitaciones para su uso en edificios, primero es una estructura relativamente flexible con lo cual es difícil de cumplir los requisitos de desplazamientos laterales permisibles y se necesita llegar a columnas y vigas bastante grandes para cumplir con ellos y segundo los momentos que se presentan son elevados y los requisitos que se tienen que cumplir también.

Resulta mucho más eficiente, en estructuras de varios pisos, en resistir buena parte de la carga lateral con elementos que son mucho más resistentes y más rígidos como son los contravientos y /o muros de rigidez o de cortante, que por su gran altura (H) tienen una resistencia y rigidez mucho más elevadas. El parámetro básico para el diseño de muros es su relación altura-longitud, para muros esbeltos rige la flexión y como las cargas axiales son normalmente bajas comparadas con los momentos se tiene que determinar el refuerzo en los extremos

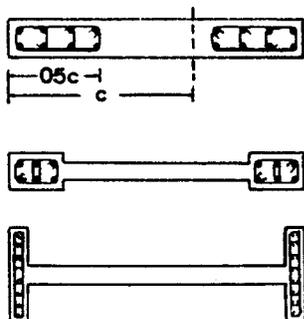


FALLA POR ADHERENCIA

Figura No. 10

de los muros para resistir esa flexión, se deben revisar también por cortante y por deslizamiento en la base para lo cual se exige un refuerzo mínimo que pase por las juntas de vaciado para resistir el deslizamiento.

Las cargas axiales de tensión o de compresión que hay en los extremos, hacen llegar no a la necesidad pero si a la conveniencia de tener columnas en los extremos o ensanchamientos en donde se puedan alojar verdaderas columnas (figura No. 11) en donde se pueda alojar el refuerzo que se necesita, es válido, si la carga axial no es muy alta, hacer una columna dentro del muro o aprovechar las uniones con los muros transversales; pero esto es válido solo hasta cierto límite de esfuerzos, si las fuerzas de tensión y de compresión son muy altas hay que ir a la solución inicial. Los códigos exigen que si la carga axial sobrepasa de cierto valor el refuerzo en las esquinas debe reforzarse con los mismo requisitos de columnas, refuerzo mínimo longitudinal y transversal, separación, estribos, etc., si se necesita algún hueco en el muro para pasar algún ducto debe reforzarse



Muros de cortante en voladizo

Figura No.11

cuidadosamente a la periferia de los huecos para evitar fallas locales.

En resumen: la combinación de una estructura de marcos dúctiles con muros de hormigón se puede decir que es la estructuración ideal para edificios de cierto número de pisos porque se combinan las ventajas de los dos sistemas, una es la alta ductilidad que se puede proporcionar con los pórticos y otra es la resistencia y rigidez a cargas laterales que esta dada esencialmente por los muros. En lugar de forzar el tamaño exagerado de columnas y vigas, además de forzar que sólo con pórticos dúctiles se tome la fuerza sísmica en zonas de alta sismicidad, se debe llegar a la solución natural para obtener una eficiente estructura resistente a sismo con una combinación abundante de muros en ambas direcciones con pórticos dúctiles para evitar problemas de colapso.

BIBLIOGRAFIA

MELI, R., Modificaciones a la Práctica de Diseño Sísmico de Estructuras, Revista Ingeniería Sísmica No. 36, Mayo 1989.

Código Colombiano de Construcciones Sismoresistentes. 1984.

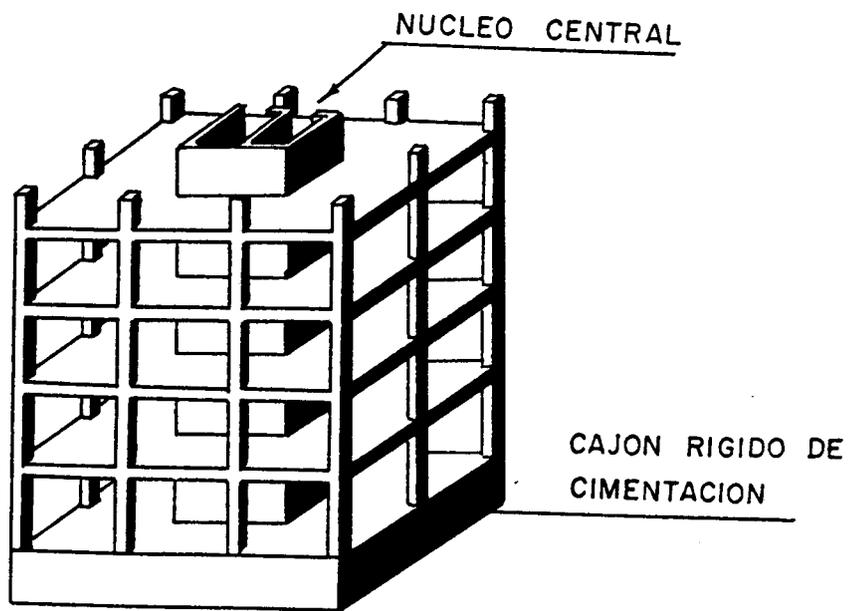
ACI - 318 -89.

M. Nadim, Hasoun, Design of Reinforced Concrete Structures, PW S, 1985.

Edward G., Nawy, Concreto Reforzado, Prentice Hall, 1988.

R. Park, T. Pauloy, Estructuras de Concreto Reforzado, Limusa, 1983.

Bazan y Meli, Manual de Diseño Sísmico de Edificios, Limusa, 1987.



SISTEMA DUAL

Figura No. 12