

Análisis de la Filosofía del Diseño Sísmico en Colombia, Construcciones en Hormigón

Roberto Rochel

INTRODUCCIÓN

Es deber del estado salvaguardar la vida, honra y bienes de sus ciudadanos (Constitución Política de Colombia, 1991). En la reglamentación se encuentra el medio para garantizar el cumplimiento de los requisitos mínimos de este objetivo. Estos reglamentos, llamados códigos o normas, son escritos por hombres honestos, de buena voluntad y están sometidos a las fragilidades humanas, es decir, no deben considerarse verdades evangélicas, solo representan una síntesis del conocimiento actual.

Un reglamento no es un conjunto de reglas preparado por unos pocos para la regulación de otros ingenieros, sino una síntesis del conocimiento, las prácticas y las técnicas contemporáneas. Consecuentemente, un reglamento no puede ser mejor que nuestro conocimiento colectivo, obtenido ya sea por la teoría, por la investigación o la experiencia en la práctica.

El gobierno Colombiano a través de la Ley 100 de 1.997 y Decreto 33 de 1.998, promulgó las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98) (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1998), con las cuales se reglamenta el ejercicio de las profesiones a fines con la construcción y se formulan los requisitos mínimos que deben cumplirse para el diseño de estructuras en acero, madera, hormigón y mampostería, igualmente formula los requisitos mínimos que deben seguirse para la construcción de viviendas de uno y dos pisos.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DEL DISEÑO SÍSMICO

Uno de los materiales mas empleado en la construcción de edificios es el Hormigón Reforzado, pero este material tiene el inconveniente que no posee las propiedades esenciales que se necesitan para lograr un buen comportamiento sísmico y para lograrlo hay que prestar mucha atención a ciertas características de estructuración y refuerzo que van mas allá de las normales para zonas no sísmicas. Se requiere de gran cantidad de detalles de refuerzo que son costosos y constructivamente difíciles de lograr.

El gran número de casos de fallas en el terremoto de Armenia, Quindío, 25 de Enero de 1.999, es el ejemplo mas claro de este comportamiento defectuoso de estructuras de hormigón cuando no se cumplen ciertos requisitos especiales. Estos requisitos pueden clasificarse en tres niveles: Estructuración, Diseño y Ductilidad.

La **estructuración** consiste en seleccionar el "esqueleto" o el arreglo de elementos estructurales mas apropiado para resistir las fuerzas sísmicas. Debe tener una resistencia y rigidez alta a carga lateral y debe evitar llevar la estructura a un colapso con tipo de falla frágil.

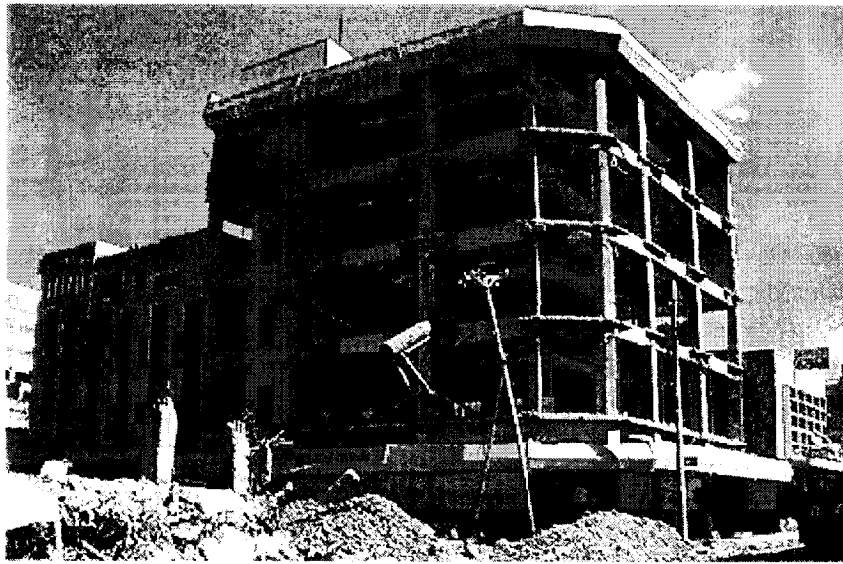
ROBERTO ROCHEL AWAD, Ingeniero Civil. Máster en Estructuras Profesor titular, Universidad EAFIT.
E-mail: rochel@eafit.edu.co

El **diseño** es un punto de carácter general para todas las estructuras, los requisitos que hay que buscar de resistencia y rigidez son de carácter general para todas las estructuras.

La **ductilidad** es una propiedad particular de las estructuras de hormigón en zonas sísmicas. Para que una estructura de hormigón tenga un buen comportamiento sísmico hay que cuidar los siguientes tres factores: resistencia, rigidez y ductilidad. Una estructura debe tener una capacidad de resistencia bastante alta para soportar las cargas laterales, pero también debe tener un comportamiento dúctil para evitar, si se excede por alguna razón de capacidad, que se presente un colapso total.

Es prácticamente imposible diseñar una estructura para que resista las máximas fuerzas sísmicas que pudiesen llegar a presentarse; no se puede prever con suficiente confianza cual va a ser el nivel máximo que pueden alcanzar y aún, en el caso hipotético que se conociesen, conduciría a una estructura no funcional por lo voluminoso de las columnas, con costos elevadísimos, que la harían inalcanzable para la comunidad. Para resolver el problema se fija un nivel de resistencia, previendo la posibilidad que las fuerzas inducidas por los sismos puedan exceder ese nivel, pues es imposible ponerle límite al desplazamiento del terreno.

FOTO No. 1
Comportamiento dúctil de un edificio de hormigón reforzado



Si las fuerzas exceden los límites de resistencia que se han previsto, se pretende que la estructura no presente una falla frágil, sino que sea capaz de disipar la energía adicional que le pueda introducir un sismo, a través de su comportamiento inelástico, a través de fluencia, a través de daños locales, pero nunca deben llevarla al colapso.

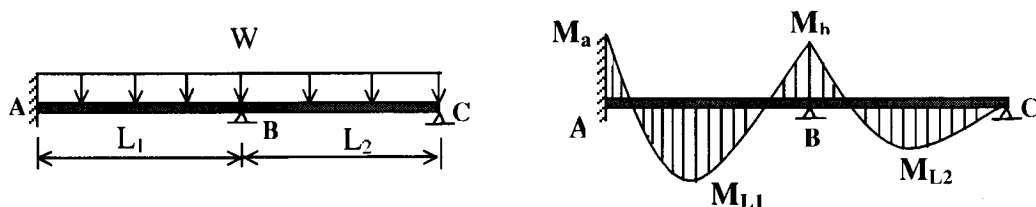
2. COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS

El comportamiento de las estructuras hiperestáticas puede ilustrarse de manera muy sencilla: Considérese el caso más simple de las estructuras hiperestáticas como es el caso de una

viga continua de dos luces. Olvidando por ahora el efecto del sismo, se asume que sobre la viga actúa una carga uniforme que aumenta desde cierto valor hasta el máximo que puede alcanzar (Véase figura No 1).

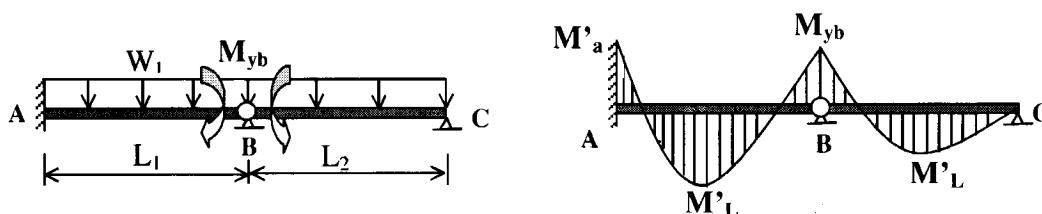
Los valores del diagrama de momentos aumentan proporcionalmente con la carga W cuando la rigidez relativa entre elementos adyacentes permanece constante. Estrictamente esta proporcionalidad no existe porque la rigidez cambia; al aumentar la carga aumentan las secciones que se fisuran y esto hace que los valores de los diagramas de momentos varíen ligeramente. Si se omiten estas pequeñas diferencias, se puede pensar que al aumentar el valor de la carga los momentos aumentan proporcionalmente manteniéndose las diferencias relativas.

FIGURA No. 1
Viga hiperestática de dos luces continuas



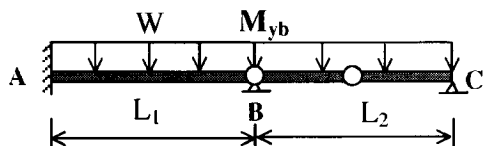
Esta proporción se mantiene hasta que alguna sección alcance su máxima capacidad, el valor de su momento de fluencia; asumiendo que esta sección es el apoyo B, a partir de este instante esta sección no puede tomar más momento. Si se aumenta ahora el valor de la carga W el refuerzo de esta sección fluye y ella gira manteniendo su momento de fluencia, M_{yb} ; para fines prácticos esto es equivalente a tener una articulación plástica en este apoyo, y para cargas superiores a las que causaron este momento la viga se comporta como una viga continua con una articulación en este apoyo (Véase la figura No 2) y en este caso el diagrama de momentos cambia porque M_{yb} se mantiene fijo.

FIGURA No. 2
Viga continua de dos luces con articulación plástica en el apoyo B



Al formarse la articulación plástica en el apoyo B la viga no ha fallado, sigue siendo estable. De aquí en adelante el tramo BC se comporta como si fuera una viga simplemente apoyada pero con capacidad de soportar aún más carga. Al incrementar ahora la carga los otros momentos se incrementan, hasta que otra sección alcance su momento de fluencia, supongamos que es la luz L2. Dejando fijo el momento M_{yb} se puede aumentar la carga aumentándose a su vez el valor del momento en la luz L2, hasta que se forme allí una nueva articulación plástica (Véase figura No 3), se crea ahora un mecanismo de falla volviéndose la viga inestable, así tenga más capacidad de rotación.

FIGURA No 3
Viga continua de dos luces con articulación plástica en el apoyo B y la luz No 2



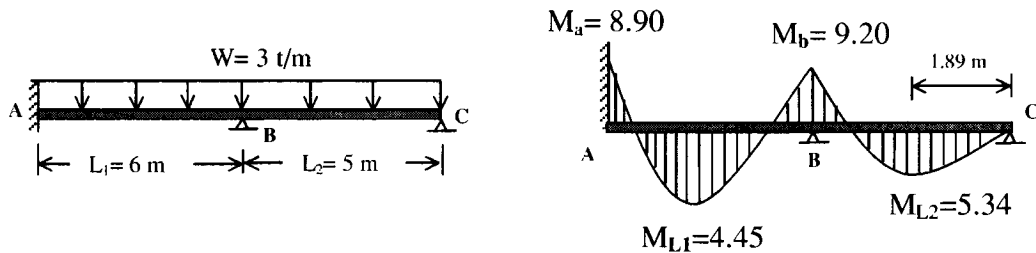
Del análisis anterior se puede concluir que en las estructuras de hormigón reforzado, jugando con el refuerzo, se pueden definir los momentos resistentes de estas secciones de manera que se obtenga la secuencia de articulaciones deseada. El criterio de ingeniería, con manipulación de los factores de seguridad, define cual es el mecanismo de falla más conveniente para la estructura y los resultados del análisis elástico sirven solo como orientación para esta decisión.

Es prácticamente imposible diseñar una estructura para que resista las máximas fuerzas sísmicas que pudiesen llegar a presentarse; no se puede prever con suficiente confianza cual va a ser el nivel máximo que pueden alcanzar y aún, en el caso hipotético que se conociesen, conduciría a una estructura no funcional por lo voluminoso de las columnas, con costos elevadísimos, que la harían inalcanzable para la comunidad.

Ejemplo numérico:

Para la viga anteriormente mencionada se asume los siguientes valores numéricos: $W = 3 \text{ t/m}$, $L_1 = 6 \text{ m}$, $L_2 = 5 \text{ m}$, $f_c = 21 \text{ MPa}$, $f_y = 420 \text{ MPa}$, $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d' = 6 \text{ cm}$, del análisis se obtienen los resultados elásticos indicados en la figura No 4.

FIGURA No. 4
Demanda de resistencia a la flexión en t-m



Lo primero que se debe decidir es la secuencia deseada de formación de las articulaciones plásticas, arbitrariamente se define que se forme la primera articulación plástica en el apoyo B y luego en la luz L2. Es importante resaltar, nuevamente, que la secuencia deseada de formación de las articulaciones plásticas es una decisión de ingeniería y que el resultado del análisis elástico es solo una orientación para diseño.

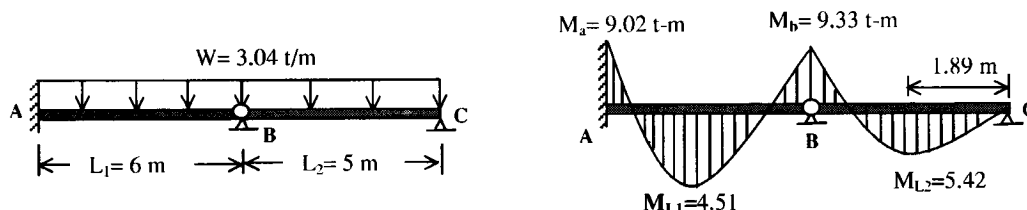
Las secciones que se deseen mantener elásticas, secciones en A y L1, se protegen empleando el factor de seguridad que se considere apropiado, por ejemplo 1.4. La sección menos protegida es el apoyo B, allí se ha decidido que se debe formar la primera articulación plástica, luego en ella se toma un factor de seguridad de 1.0. Para la sección en L2 se toma un factor de seguridad de 1.2, con ello se garantiza que en este punto la articulación plástica se forma después de la del apoyo B y las otras secciones de la viga permanecen en el rango elástico. Para lograr lo anterior, los momentos obtenidos del análisis elástico, Figura No 4, se multiplican por el correspondiente factor de seguridad y se procede al diseño.

TABLA No. 1
Proporcionamiento de sobre-resistencia

Sec.	$M_{\text{elástico t-m}}$	Factor Seguridad deseado	$M_{\text{mayorado t-m}}$	$A_s \text{ cm}^2$	$A_s \text{ colocado cm}^2$	$M_{\text{resistente}}$	Factor Seguridad real
M_a	8.90	1.4	12.46	11.12	4No6	12.69	1.426
L_1	4.45	1.4	6.23	5.15	2No5 + 1No4	6.38	1.434
M_b	9.20	1.0	9.20	7.87	4No5	9.33	1.014
L_2	5.34	1.2	6.41	5.31	2No5 + 1No4	6.38	1.195

Cuando se incremente el valor de la carga W la primera sección que agotará su resistencia es el apoyo B, que corresponde a la sección de menor factor de seguridad (Véase tabla No 1). Como los momentos son proporcionales a las cargas, la carga W_1 que agota la capacidad de resistencia del apoyo B será $W_1 = 1.014 * W = 3.04 \text{ t/m}$. Cuando la carga W sobrepase este valor la sección en B girará sin tomar más momento (véase Figura No 5).

FIGURA No. 5
Formación de la primera articulación plástica en el apoyo B



La sección del apoyo B agota su resistencia cuando la carga W alcanza el valor de 3.04 t/m, pero las otras secciones permanecen en el rango elástico. Ahora, se incrementa nuevamente el valor de la carga W hasta que la siguiente sección agote su capacidad de resistencia, para ello se realizan los cálculos consignados de la Tabla No 2.

TABLA No. 2
Sobre-resistencia residual

Sec.	$M_{elástico}$ t-m	$M_{resistente}$ t-m	Factor de sobre resistencia	Momento sobre-resistente ΔM (t-m)
M_a	9.02	12.69	1.407	3.67
L_1	4.51	6.38	1.415	1.87
L_2	5.42	6.38	1.177	0.96

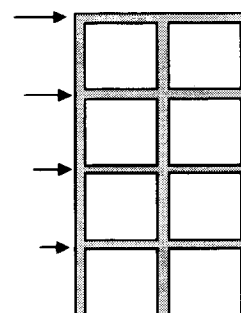
La siguiente articulación plástica se generara en aquella sección que tenga el menor factor de seguridad, en este caso es la luz No 2. Para determinar el valor del incremento de carga (ΔW) que agota la capacidad de resistencia en L_2 , debe considerarse que el tramo BC se comporta como una viga simplemente apoyada. Para la abscisa indicada se obtiene que $\Delta W = 0.33$ t/m; en consecuencia, la carga máxima o carga de colapso de la viga en estudio es: $W_2 = W_1 + \Delta W = 3.37$ t/m.

Del ejemplo anterior se puede concluir lo siguiente: en una estructura de hormigón 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 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 frágil, que sea capaz de disipar energía 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.

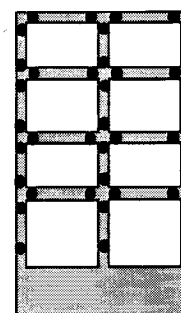
3. FILOSOFÍA DEL DISEÑO SÍSMICO SEGÚN LA NSR-98

Si en el pórtico el que se muestra en la figura No 6a se asume que se conocen exactamente las cargas laterales y su distribución, entonces, como resultado del

FIGURA No. 6
Diferentes tipos de mecanismos de falla en estructuras aperticadas de hormigón reforzado

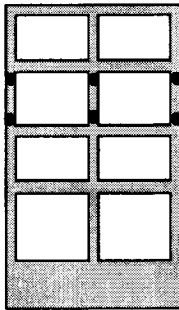


(a)

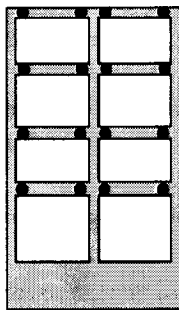


(b)

análisis elástico se obtiene cierto diagrama de momentos, tanto en vigas como en columnas. A partir de estos momentos elásticos se pueden obtener tres comportamientos extremos:



(c)



(d)

- I. Tanto a las vigas como a las columnas se les proporciona exactamente la resistencia demandada por el análisis elástico

Si las cargas laterales se incrementan, se incrementarán los desplazamientos y con ellos el valor de los momentos hasta que todas las secciones lleguen simultáneamente a la fluencia y se forme un mecanismo de falla. (Esto es posible si a todas las secciones se les proporciona un momento resistente exactamente igual al momento elástico). Sería una casualidad que esto sucediera, por simples aproximaciones, redondeo de varillas o por requisitos constructivos, esto nunca se obtiene en la realidad, siempre hay unas secciones que quedan más sobradas que otras. (Véase figura No 6b).

- II. Se les proporciona a las vigas una resistencia mayor a la que demanda

el análisis elástico; se aumenta por ejemplo en un 20%, y a las columnas se les proporciona exactamente la resistencia que este demanda.

Al aumentar las cargas, las vigas permanecen elásticas y para cierto nivel de carga se forman articulaciones plásticas en las columnas; basta que se formen estas articulaciones en un entrepiso para que la estructura se vuelva inestable. A este mecanismo de falla se le conoce con el nombre de mecanismo de columna (Véase figura No 6c).

- III. Se les proporciona a las vigas una resistencia exactamente igual a la que demanda el análisis elástico y a las columnas se les proporciona una resistencia mayor de la que este demanda, se incrementa en un 20, 30 o 40%.

Al incrementar las cargas y cuando los momentos en las vigas alcancen su valor de fluencia se formarán articulaciones plásticas en sus extremos; si todas se proporcionan iguales estas se formarán simultáneamente o secuencialmente de acuerdo a la resistencia proporcionada, no quiere decir esto que se forme un mecanismo de falla, las columnas quedan como unas barras en voladizo y finalmente para que la estructura colapse se tienen que formar articulaciones plásticas en las bases de las columnas. A este mecanismo de falla se le conoce con el nombre de **mecanismo de viga**. (Véase figura No 6d).

En estos tres casos se logran mecanismos de falla diferentes, dependiendo de la forma como se han reforzado las secciones o de los factores de seguridad, que pueden ser diferentes o diferentes de

un lugar a otro. ¿Cuál de los tres mecanismos de falla es más ventajoso desde el punto de vista del comportamiento sísmico de estructuras?

Mientras más articulaciones plásticas se necesiten para llegar al mecanismo de colapso se tiene más disipación de energía y menos se requiere que disipe individualmente cada una de las articulaciones; se reparte la disipación entre muchas articulaciones y menos demanda de ductilidad local se requiere. Por otra parte, el mecanismo de falla deseable es aquel que involucra mecanismos de falla en los elementos que tengan más capacidad de rotación.

El mecanismo de viga es el mejor por las siguientes razones: las vigas tienen una mayor capacidad de rotación que las columnas y disipa el mecanismo más energía por tener una mayor cantidad de articulaciones plásticas.

Lo que interesa es que la ductilidad global de la estructura alcance cierto valor, μ , esto es, que alcance el desplazamiento, medido en el nivel superior, sea μ veces el valor correspondiente al de la formación de la primera articulación plástica. ¿Cuántas veces se necesita exceder la rotación de fluencia en esta primera articulación? 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 su giro de fluencia). Eso es imposible de lograr en una sección de hormigón cualquiera y menos en una columna que esta sometida carga axial.

En el mecanismo de viga, para que la estructura alcance cuatro veces su deformación de fluencia global se necesita que la sección más crítica tenga ocho veces la deformación de fluencia, es

decir, el doble, pero en una viga es razonable mientras que en el de columna es imposible alcanzar 125 de ductilidad local.

En el mecanismo ilustrado en la figura No 6b se tiene un mecanismo de colapso claramente definido por la formación simultánea de articulaciones plásticas en todas las secciones críticas. Por las razones anteriormente expuestas es un mecanismo difícil de lograr que no presenta las ventajas del mecanismo de viga.

4. PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS

4.1 Diseño de vigas

En el diseño sísmico conviene diseñar las vigas con los resultados del análisis elástico. Se diseñan las secciones en las cuales se acepta que se formen articulaciones plásticas con el momento elástico exacto y con el factor de resistencia dado por la NSR-98 ($\phi = 0.90$).

4.2 Diseño de columnas

En las secciones de columnas no se desea un comportamiento inelástico, por ello deben protegerse empleando adecuados factores de seguridad; existen dos maneras de proceder:

- La manera más sencilla es usar los mismos valores del análisis elástico pero aumentando los factores de seguridad, este procedimiento es muy sencillo porque se basa en los resultados elásticos pero no es estrictamente riguroso porque no se puede asegurar que se forme todo el mecanismo previo, no se sabe si el factor de seguridad del 20 ó 30% sea suficiente.
- Otra alternativa es determinar las acciones mecánicas que se introducen en las secciones que se desean proteger cuando las otras lleguen a la fluencia y diseñar para estos valores con un factor de seguridad. Este es una especie de diseño plástico o de diseño en dos etapas, primero se diseñan por métodos elásticos las secciones que se desea se plastifiquen (las vigas) y después, cuando se plastifiquen estas secciones, se ve que acciones mecánicas se presentan en los otros elementos (columnas) y se diseña para ellas.

En el diseño sísmico conviene diseñar las vigas con los resultados del análisis elástico. Se diseñan las secciones en las cuales se acepta que se formen articulaciones plásticas con el momento elástico exacto y con el factor de resistencia dado por la NSR-98 ($\phi = 0.90$).

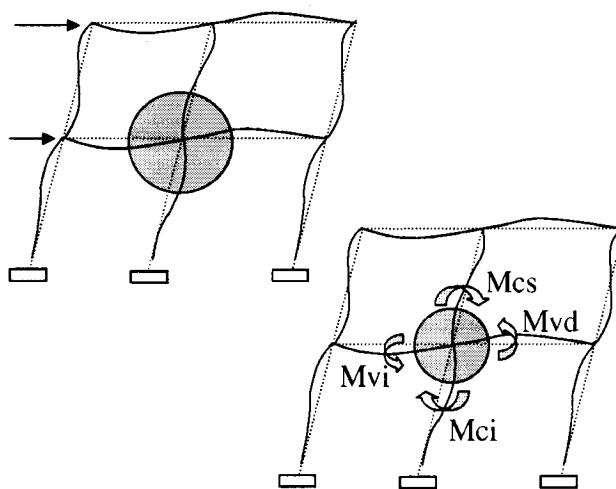
La NSR-98 acepta los dos procedimientos, exigiendo el segundo de ellos para diseño a cortante de vigas y columnas en estructuras con demanda especial y moderada de ductilidad. Para el diseño a flexión de columnas se acepta el primer procedimiento. Veamos que dice la NSR-98 Sec. C.21.4.2 al respecto:

TABLA No. 3
Especificaciones para diseño a flexión de columnas según la NSR-98 Sec. C.21.4.2

RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS		
Capacidad de Disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada-DMO	Especial -DES
No hay requisitos	No hay requisitos	$\Sigma M_{col} \geq 1.2 \Sigma M_{vigas}$

ΣM_{vigas} = Suma de momentos tomados en el centro del nudo, de las resistencias de diseño a flexión de las vigas que llegan al nudo.

FIGURA No. 7
Equilibrio de momentos en un nudo, $\Sigma M_{col} = \Sigma M_{vig}$



Para estructuras con Demanda Especial de Ductilidad, **DES**, y con el fin de lograr que se forme el mecanismo de viga, la norma especifica que los momentos elásticos de las columnas se multipliquen por un factor de seguridad mayor o igual a 1.20. Como este factor es quien al final viene a proporcionar la seguridad a la flexión de las columnas debería estar claramente definido y tener un valor superior al mínimo especificado. Si se diseña con un factor de seguridad de 1.20 no se puede garantizar la formación del mecanismo de viga, pues ese valor puede ser insuficiente.

Para estructuras con Demanda Moderada de Ductilidad, **DMO** de ductilidad no se da ningún requisito especial, lo cual quiere decir que no se exige el empleo de factor de seguridad alguno, y si se diseña de acuerdo con los resultados elásticos se llegaría a un estado de falla no aceptable: la estructura no tendría ductilidad; se presentaría falla simultánea de vigas y columnas.

No se deben diseñar estructuras con **DMO** sin emplear un factor de seguridad apropiado para poder garantizar una falla dúctil, es necesario revisar esta disposición en la **NSR-98** y especificar un factor de seguridad adecuado para proteger las columnas de la falla a flexión y proporcionarle ductilidad a la estructura. La resistencia a la flexión de las columnas debe determinarse a partir de la resistencia real de las vigas y no partir de los requerimientos por resistencia.

Diseñar las columnas a flexión con los valores de los momentos elásticos es inapropiado, por simple redondeo del área de refuerzo la resistencia de las vigas es mayor que la requerida por el diseño elástico, por otra parte, el diseño de las vigas se realiza a partir de la resistencia nominal de fluencia del

refuerzo, realmente las siderurgias suministran aceros con puntos de fluencia muy superiores al nominal, **SIMESA**, por ejemplo, produce aceros con límites de fluencia superiores en un 18% del valor nominal, con una desviación estándar de 1.23 MPa, este solo aspecto puede absorber el factor de seguridad para estructuras con demanda de ductilidad especial y conducir a diseños inadecuados para estructuras con demanda de ductilidad moderada, en las cuales la resistencia a la flexión de las columnas llega a ser inferior a la de las vigas.

Para estructuras con Demanda Mínima de Ductilidad, **DMI** de ductilidad no hay necesidad de proporcionar ductilidad a la estructura pues los efectos sísmicos no son de importancia comparados con los efectos de las cargas gravitacionales.

5. PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO A CORTANTE DE VIGAS Y COLUMNAS

5.1 Diseño de vigas

Por efectos de la carga lateral, se presentan unos momentos de extremo en las vigas, de signo contrario, que generan fuerzas cortantes. Estos cortantes que introduce el sismo son iguales a la suma de los momentos de extremo divididos por la longitud de la viga. ¿Cuál es entonces la máxima fuerza cortante que se puede introducir en una viga por efecto de un sismo?

El máximo cortante que se puede introducir por sismo es aquel que se presenta cuando los dos momentos de extremo alcanzan su valor de fluencia. En este caso la suma de los momentos de extremo no puede pasar de la suma de sus valores de fluencia y por lo tanto el cortante que se introduce en la viga nunca podrá exceder de esta suma

dividida por la longitud de la viga, independiente de que tan fuerte es el sismo.

No se deben diseñar estructuras con DMO sin emplear un factor de seguridad apropiado para poder garantizar una falla dúctil, es necesario revisar esta disposición en la NSR-98 y especificar un factor de seguridad adecuado para proteger las columnas de la falla a flexión y proporcionarle ductilidad a la estructura. La resistencia a la flexión de las columnas debe determinarse a partir de la resistencia real de las vigas y no partir de los requerimientos por resistencia.

El valor de los momentos de fluencia debe ser conocido pues debe hacerse previamente el diseño a flexión de la viga y por lo tanto debe saberse que refuerzo se ha colocado en estas secciones. El valor del cortante máximo que se puede introducir por sismo en la viga [$V_{sismo} = (M_{fi} + M_{fd}) / L$].

Si al cortante por carga vertical se le suma el del sismo, mayorado por un adecuado factor de seguridad, y se diseñan los estribos para que soporten este cortante, se logra que la viga nunca falle a cortante, independientemente de que tan grande o que tan pequeño sea el sismo. Por equilibrio estático esta viga no podrá fallar a cortante pues el que se introduce por sismo esta limitado por la fluencia de las secciones de extremo; es decir, existe una especie de 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 está forzando a que la viga presente un modo de falla dúctil.

FIGURA No. 8
Cortante en las vigas

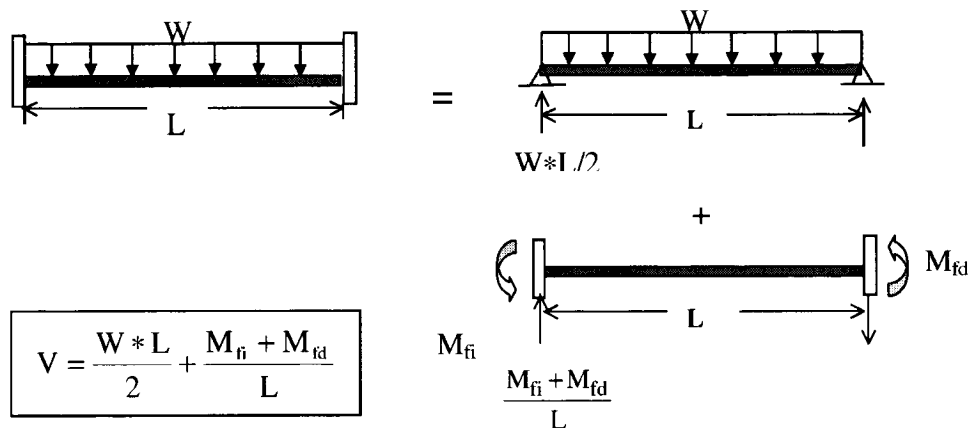


TABLA No. 4
Especificaciones para diseño a cortante de vigas según la NSR-98 Sec. C.21.3.4

RESISTENCIA MÍNIMA A CORTANTE DE LAS COLUMNAS		
Mínima - DMI	Moderada-DMO	Especial -DES
No hay requisitos especiales	$V = \frac{W * L}{2} + \frac{M_{fi} + M_{fd}}{L}$ <p>El momento de fluencia se calcula para $\phi = 1.0$ y $f_s = f_y$</p>	$V = \frac{W * L}{2} + \frac{M_{fi} + M_{fd}}{L}$ <p>El momento de fluencia se calcula para $\phi = 1.0$ y $f_s = 1.25 f_y$</p>

Para estructuras con **D**emanda **E**special de ductilidad, **DES**, el factor de seguridad a cortante recomendado, por sismo, es de 1.39 (1.25 / 0.9)

Para estructuras con **D**emanda **M**oderada de ductilidad, **DMO**, el factor de seguridad a cortante recomendado, por sismo, es de 1.11 (1.0 / 0.9)

Para estructuras con **DMO** la norma también permite determinar el cortante por un procedimiento alternativo, en este caso el cortante se calcula con los resultados del análisis elástico; al cortante debido a las cargas gravitacionales se le suma el correspondiente al sismo multiplicado por un factor de seguridad de 2.0. Este procedimiento alternativo no tiene sentido en la época moderna, pues es muy fácil formular un algoritmo para que una vez se diseñe por flexión se revisen estos factores.

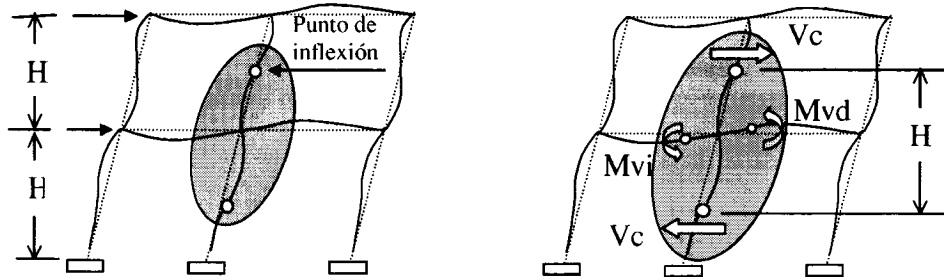
En todos los casos, los cálculos de los momentos de fluencia deben hacerse con el acero realmente colocado en la viga.

Los factores de seguridad a cortante de la NSR-98 coinciden con los del ACI, queda a buen criterio del ingeniero evaluar si realmente se siente seguro con estos valores, en especial con las estructuras de demanda moderada de ductilidad.

5.2 Diseño de columnas

Asumiendo que en las columnas los puntos de inflexión se presentan en la mitad de la altura se tiene en el punto medio una articulación, pero más que una articulación ese es un punto de inflexión en la columna; entonces, por equilibrio estático se tiene que el cortante que entra a la columna multiplicado por la altura H es igual a la suma de los momentos de las vigas que llegan al nudo (Véase figura No 9). Si se determina cual es el momento negativo de la viga de un lado y el positivo de la del otro lado, se suman y se divide por la altura H, se obtiene el valor del cortante que se introduce en la columna y si se diseña para este cortante, con un adecuado factor de seguridad, se garantiza que esa columna no puede fallar a cortante porque las vigas no le pueden introducir más cortante pues primero fallan por flexión.

FIGURA No 9
Cortante en las columnas $V_c = (M_{vi} + M_{vd}) / H$



Especificaciones de la NSR-98 Sec. C.21.4.5

TABLA No. 5
Especificaciones para diseño a cortante de columnas según la NSR-98 Sec. C.21.4.5

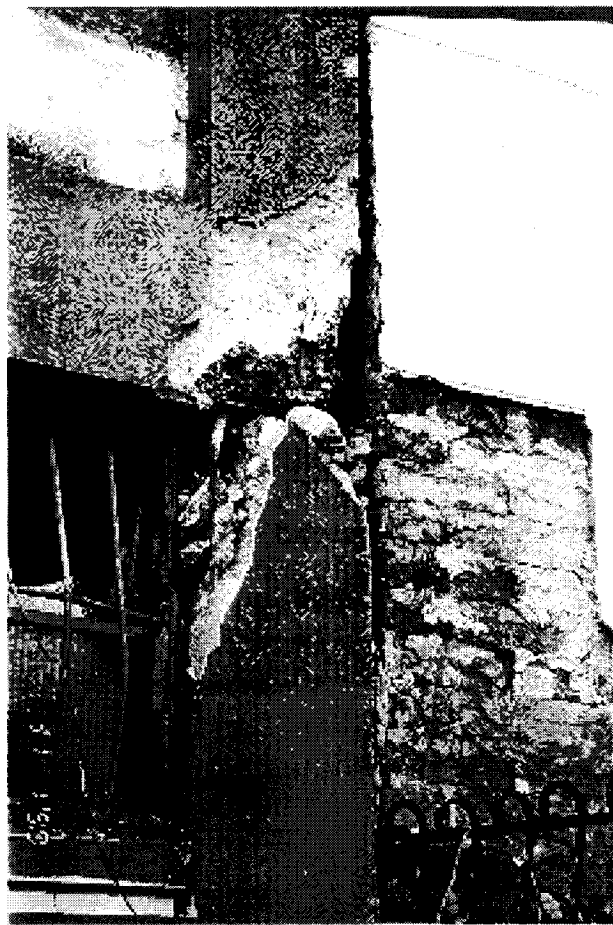
RESISTENCIA MÍNIMA A CORTANTE DE LAS COLUMNAS		
Mínima - DMI	Moderada-DMO	Especial -DES
No hay requisitos especiales	$V_c = \frac{M_{fi} + M_{fd}}{H}$ <p>El momento de fluencia se calcula para $\phi = 1.0$</p>	$V_c = \frac{M_{fi} + M_{fd}}{H}$ <p>El momento de fluencia se calcula para $\phi = 1.0$ y $f_s = 1.25 f_y$</p>

Para estructuras con demanda especial de ductilidad, **DES**, el factor de seguridad a cortante recomendado es de 1.39. Para estructuras con demanda moderada de ductilidad, **DMO**, el factor de seguridad a cortante recomendado es de 1.11.

Al igual que para el caso de las vigas en estructuras con demanda de ductilidad moderada la norma permite evaluar el cortante empleando los resultados del análisis estructural elástico si se emplea como factor de mayoración de las cargas sísmicas un valor de 2.0 en las combinaciones de cargas, Título B Sec. B.2.4.2 y B.2.5.2 de la NSR 98.

Existen algunas observaciones adicionales a las expresadas en el numeral anterior y que son propias del diseño de las columnas, como son: La localización de los puntos de inflexión de las columnas, asumidos en la mitad de un entrepiso, se cumple aproximadamente para pisos intermedios pero no en el primero y el último piso. Por otro lado, debe prestarse mucha atención al proceso constructivo de los muros, pues si se adosan a la columna pueden reducir peligrosamente la altura H, lo cual conduce a un exagerado incremento del cortante que puede producir la llamada falla por columna corta que se ilustra en las fotos No. 2 y No. 3.

FOTOS No. 2 y No. 3
Fallas de columna corta, Armenia (Quindío), Enero de 1999



6. CONCLUSIONES

Deben controlarse las propiedades del acero de refuerzo puesto que la tensión efectiva de fluencia del refuerzo es comúnmente del 10 al 25% mayor que su valor nominal y las barras de refuerzo alcanzan su endurecimiento por deformación cuando ocurren desplazamientos del elemento ligeramente mayores a los que producen su fluencia. Para las estructuras con demanda mínima de ductilidad, DMI, se requiere una ductilidad muy limitada y no tienen incidencia los aspectos anteriores: No ocurre lo mismo con las estructuras con demanda especial, DES, en donde el valor de $f_s = 1.25 f_y$ (NSR-98 Sec.C.21.3.4) debe considerarse como un valor mínimo. Quedan en discusión las estructuras con demanda moderada de ductilidad, DMO,

para las cuales según la NSR-98 f_s se toma igual a f_y . Los resultados de investigaciones(3) muestran un incremento significativo de la tensión del acero por encima de la tensión de fluencia, atribuible al endurecimiento por deformación, cuando ocurre la articulación plástica.

El requisito de que en estructuras con demanda especial de ductilidad, DES, la suma de las resistencias nominales a momento de las columnas sea un 20%, o más (NSR-98 Sec. C.21.4.2), mayor que la suma de las resistencias nominales al momento de las secciones de las vigas que lleguen a un nudo, tiene como finalidad que se presenten las articulaciones plásticas por flexión en las vigas y no en las columnas. En los cálculos que normalmente se realizan, se supone que solo la sección de la viga, y no la viga y la losa, se emplea al determinar el momento resistente de la viga. Por lo tanto, un factor de 1.20

es un valor muy bajo y podría ser necesario un valor mas elevado para garantizar que la articulación plástica se desarrolle en las vigas cuando las losas son muy rígidas. La NSR-98 debe definir este factor, el límite inferior de 1.20 es muy bajo. Para estructuras con demanda moderada de ductilidad, DMO, la NSR-98 no especifica ningún factor de seguridad, con ello se corre el riesgo que las vigas sean más rígidas que las columnas situación que puede conducir a un tipo de falla no dúctil.

Para obviar las anteriores inconsistencias seria conveniente clasificar las estructuras en estructuras con y sin demanda de ductilidad, con ello las estructuras con demanda moderada de ductilidad, DMO, deberán cumplir los mismos requisitos de las estructuras con demanda especial de ductilidad, DES.

BIBLIOGRAFÍA

"Constitución Política de Colombia". (1991). Santafé de Bogotá: Editorial Cometa.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1997). "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR98), Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998". Santafé de Bogotá.

"Recommendations for Design of Beam Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, Comité ACI-ASCE 352". (1976). En: *ACI Journal, Proceedings*, vol. 73, No 7, Julio de 1976, pp. 375-393.