

Universidad Latina de Costa Rica
Escuela de Ingeniería Civil
Estructuras de Concreto II (LIC 25)

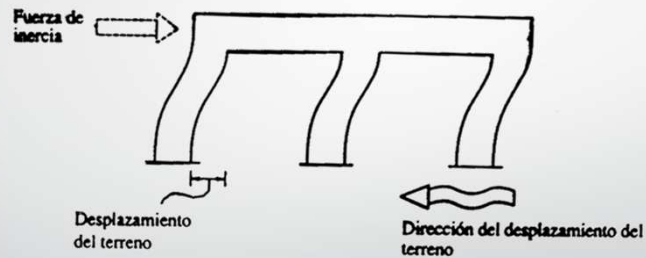


Prof.: Ing. Ronald Jiménez Castro
III Cuatrimestre, 2022

DISEÑO DE VIGAS DUCTILES DE CONCRETO DE CONCRETO REFORZADO

Introducción

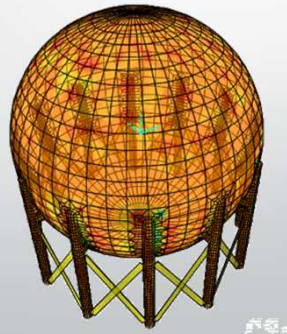
Los sismos (terremotos) generan ondas capaces de causar grandes movimientos (horizontales y verticales) que se traducen en fuerzas de inercia en las estructuras.



Si la estructura de masa m fuera completamente rígida, se generarían en ella fuerzas de magnitud $F=ma$. Pero, debido a que en la práctica las estructuras no son rígidas, las fuerzas reales difieren de este valor.

La determinación las fuerzas sísmicas (a utilizar en el diseño) es sumamente complicado debido a la diversidad de factores que intervienen, entre otros:

- Período de la estructura y del terreno mismo
- Amplitud del movimiento
- Duración del sismo
- Características del suelo (blando o roca)
- Características topográficas



Un estudio detallado de las características dinámicas del sismo está fuera del alcance del curso debido a que el objetivo del mismo es el diseño de la estructura resistente a los sismos. Sin embargo, es importante analizar ciertos factores que inciden en la respuesta de la estructura.

▪ Período del edificio (T):

Las fuerzas sísmicas laterales están relacionadas con el período fundamental de la estructura. El Código Sísmico propone una serie de fórmulas para estimar el período según el número de pisos N :

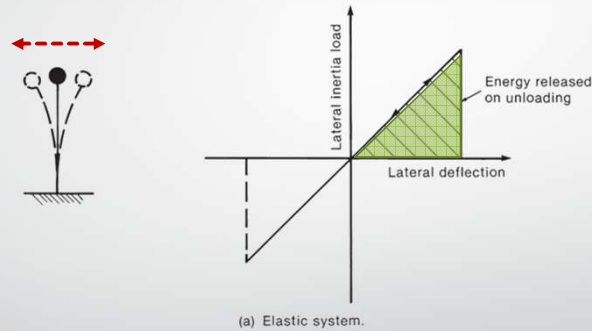
$$T = 0.1N : \text{Para edificios tipo } \underline{\text{marco}} \text{ formados exclusivamente por marcos de concreto}$$

$$T = 0.08N : \text{Para edificios tipo } \underline{\text{dual}} \text{ (marcos + muros de corte)}$$

$$T = 0.05N : \text{Para edificios tipo } \underline{\text{muro}} \text{ (muros de corte)}$$

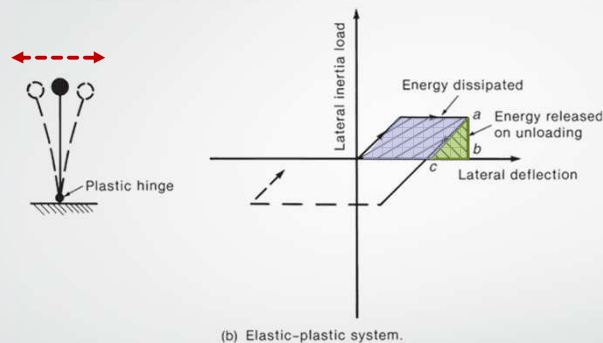
- Ductilidad (μ):

En la medida que un péndulo elástico sin amortiguamiento se deflecta hacia la derecha, se almacena energía de deformación que corresponde al área achurada de la figura (a).



Cuando el péndulo se "suelta", esta energía se transforma en energía cinética que permite al péndulo moverse hacia la izquierda.

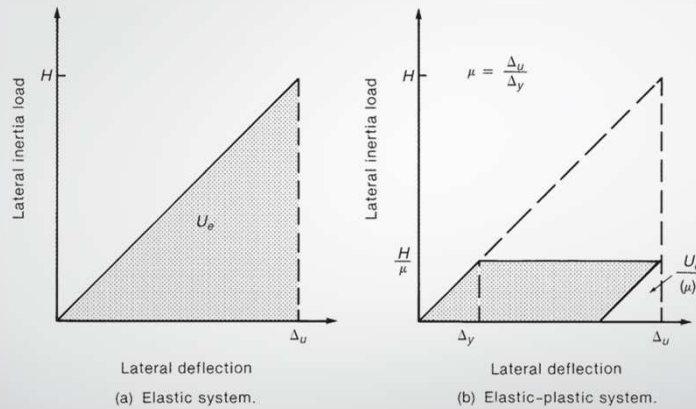
Si el péndulo desarrollara un rótula plástica en su base, su diagrama de carga-desplazamiento lateral ahora sería como lo muestra la figura (b).



En este caso, solamente la energía indicada por el triángulo *a-b-c* se convierte en cinética. El resto se disipa principalmente en forma de agrietamiento y fluencia del acero.

Los estudios sugieren que la máxima deflexión lateral de estructuras elásticas y elasto-plásticas son prácticamente iguales para estructuras con períodos largos.

La siguiente figura compara los diagramas carga-desplazamiento lateral para un sistema elástico y otro elasto-plástico sujetos a la misma deflexión lateral Δ_u .

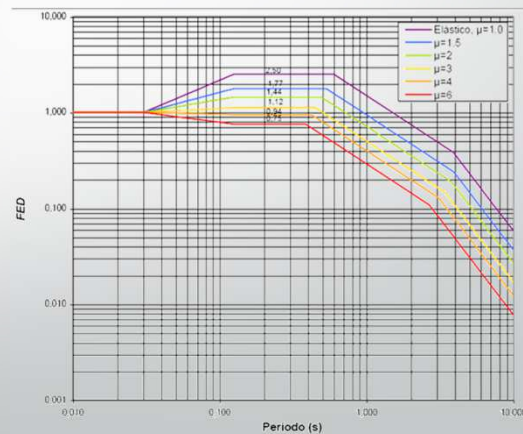


La razón de la máxima deflexión lateral Δ_u a la deflexión de fluencia Δ_y se denomina **ductilidad de desplazamiento μ** :
$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

De la figura anterior se observa que si la ductilidad es igual a 4.0, la carga lateral que actúa en una estructura elasto-plástica sería de $1/\mu=1/4$ en la estructura elástica para la misma deflexión lateral máxima.

Por lo tanto, **si una estructura es dúctil, puede ser diseñada para cargas sísmicas menores.**

El anterior concepto queda en evidencia en los espectros del Código Sísmico donde se observa que, para un mismo período T , a mayor ductilidad el FED es menor y eventualmente el coeficiente sísmico C_{sis} también se reduce (menor carga sísmica).



Comportamiento de estructuras tipo marco

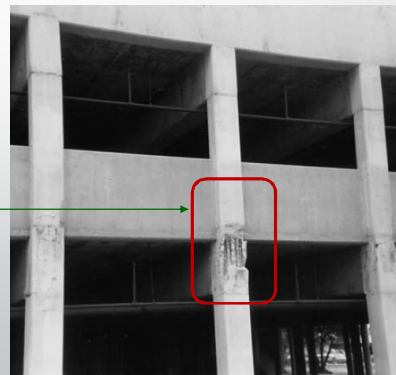
Los marcos de concreto resistentes a momento (*reinforced-concrete moment-resisting frame*) son aquellos sistemas estructurales que resisten las cargas mediante flexión y cortante en vigas y columnas que se conectan mediante uniones rígidas. Estas uniones son sometidas a esfuerzos elevados, de ahí la importancia del detallado.

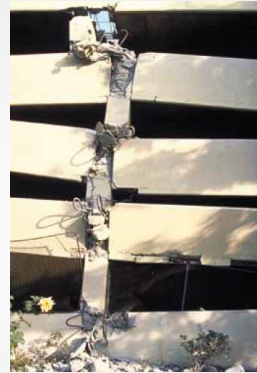
Los marcos son probablemente las tipologías estructurales más vulnerables a los sismos. Inicialmente se les llamó también marcos dúctiles resistentes a momento (*ductile moment-resisting frame*) pero irónicamente debido a la poca ductilidad exhibida en varios terremotos, en 1997 se les cambió el nombre a marcos especiales resistentes a momento (*special moment resisting-frame*).

Luego de numerosos estudios se determinó que las grandes y rápidas reversiones de fuerzas cortantes pulverizaron el concreto en los nudos viga-columna. Una vez que el concreto "desaparece", las esbeltas varillas, carentes del todo o con poco confinamiento lateral, obviamente son incapaces de soportar el enorme peso del entrepiso y finalmente se pandean.

Este mecanismo de falla progresivo causa eventualmente el colapso de la estructura.

Ejemplo de comportamiento no dúctil de un marco de concreto reforzado fue un edificio de parqueos durante el terremoto de 1987 en Whittier Narrows, California.





Entonces cabe preguntarse, ¿qué estuvo mal con este edificio y otros que fueron diseñados de acuerdo a los reglamentos y códigos?

Debido a que los marcos resistentes a momento también se denominan marcos rígidos, es contradictorio adoptarlos en zonas sísmicas, dotándolos de cualidades que no poseen como por ejemplo: fluencia del nudo, rotación plástica de los nudos mayor a 3 rad, entre otras.

Si bien es cierto el Código Sísmico no clasifica los marcos de esta forma (simplemente define una categoría general de marco, en la sección 4.2.1), las regulaciones para el diseño sismorresistente del capítulo 8 son equivalentes o incluso más rigurosas que la normativa del capítulo 21 del ACI.

Con respecto a la ductilidad, el CSCR-2010 la plantea en dos categorías: global y local.

La ductilidad global se asigna a la edificación (Tabla 4.3) de acuerdo a tres criterios:

1. Sistema estructural propuesto por el diseñador (marco, muro, dual, voladizo u otros)
2. Regularidad (en planta y altura)
3. Ductilidad local (óptima o moderada)

Por su parte, la ductilidad local se clasifica en óptima o moderada de acuerdo con el nivel de detallado, es decir: confinamiento, cantidades mínimas y máximas de refuerzo, anclaje, dimensiones mínimas, etc.

En esencia, se tiene como objetivo básico garantizar que las estructuras de concreto armado sean capaces de resistir una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin que se presente un deterioro crítico de su resistencia. En otras palabras, el objetivo es dar capacidad de disipación de energía en el rango inelástico.



Ductilidad de miembros de concreto reforzado

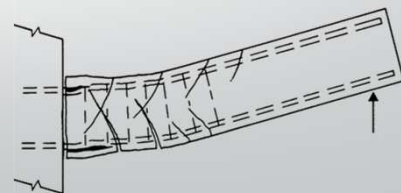
La ductilidad a flexión de una viga incrementa en la medida que el porcentaje de acero a tensión ρ disminuye y el porcentaje de acero a compresión ρ' aumenta.

Cuando un miembro de concreto reforzado está sometido a la acción de cargas, se desarrollan grietas por flexión y cortante. Cuando la carga se revierte, estas grietas se "cierran" y se forman otras nuevas.

Luego de varios ciclos de carga, el extremo izquierdo de la viga se divide en una serie de bloques de concreto que se mantienen juntos dentro de una "armazón" de varilla.



(a) Cracks due to load acting downward

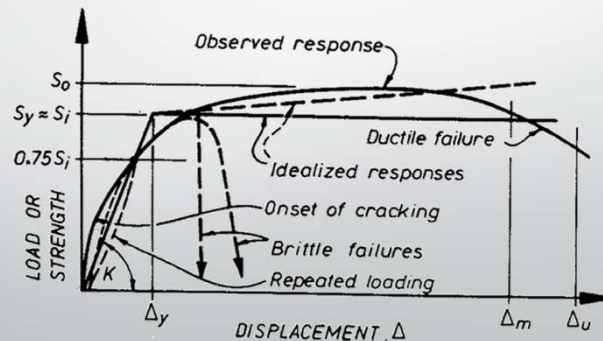


(b) Cracks due to load acting upwards


*Marcos dúctiles de concreto reforzado*Modelado estructural

Para efectos de obtener valores consistentes de fuerzas internas (P, M, V, T) en un modelo (sea manual o por computadora) conviene analizar las suposiciones en las cuales se sustenta el análisis de marcos dúctiles.

1. Los análisis elásticos basados en las rigideces de los miembros aplican hasta aproximadamente el 75% de su resistencia de fluencia.



2. Los componentes no estructurales no afectan significativamente la respuesta elástica del marco. Es decir, su contribución tanto a la rigidez como a la resistencia se ignoran en el análisis. Por lo tanto, separar apropiadamente los elementos estructurales de los no estructurales es de vital importancia.
3. La rigidez en el plano del entrepiso, sea éste una losa armada o sistema prefabricado, se considera infinita: diafragma rígido.
4. Para efectos de análisis estructural, los edificios tipo marco regulares pueden subdividirse en una serie de marcos planos (2D) que se modelan de forma independiente. Esto es válido siempre que el edificio no presente una torsión considerable (estructuras irregulares) en cuyo caso se debe efectuar un modelado tridimensional.
5. Las losas de piso coladas monóticamente con las vigas contribuyen a la rigidez y a la resistencia de éstas últimas. Sin embargo, la rigidez a flexión de la losa puede ser comparable con la rotacional de la viga soportante; por ejemplo en los bordes de la losa. Por esta razón, las losas tienden a restringir la rotación de la viga respecto a su eje longitudinal durante el desplazamiento lateral del marco.

- 
6. Los efectos de las deformaciones axiales de columnas y vigas en el comportamiento del marco usualmente se ignoran. La influencia crece cuando el edificio presenta un gran número de pisos.
 7. En miembros esbeltos, como normalmente son en marcos, las deformaciones por cortante son tan pequeñas que se desprecian. Esta suposición no es válida en el caso de vigas de gran peralte (*deep beams*).

Normativa de diseño

Debido a su jerarquía legal (Ley de la República), en Costa Rica el Código Sísmico vigente (2010) es el que establece las consideraciones de diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado, específicamente el **Capítulo 8** denominado ***Requisitos para concreto estructural***.

En la sección 8.1.1 Requisitos Generales, se establece:

- a. Los elementos estructurales de concreto reforzado deben cumplir con las especificaciones del Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (código ACI-318- 08), excepto en lo referente a su capítulo "Estructuras sismorresistentes" que es sustituido por este capítulo.*

b. Durante un sismo moderado o fuerte, las acciones internas que pueden ocurrir en los elementos son función de la capacidad real de las secciones y no de los valores obtenidos en el análisis, pues es muy probable que en alguna de estas se exceda el rango elástico. En consecuencia, el diseño sísmico es un "diseño por capacidad", que no solo debe satisfacer valores mínimos de resistencia sino también debe limitar sus valores máximos.

e. Debido a que las solicitaciones sísmicas producen deformaciones inelásticas y reversibles en algunas regiones de los elementos, es necesario garantizar un comportamiento dúctil producido por la cedencia del acero en tracción. Se deben evitar fallas frágiles causadas por deformación excesiva del concreto, falta de confinamiento, mecanismos de falla por cortante o fuerza axial, fallas en las uniones de vigas y columnas, pandeo local del acero al ceder en compresión o cualquier otro tipo de falla no dúctil.

La sección 8.7 Requisitos de capacidad en cortante establece los requerimientos mínimos que procuran evitar una falla frágil y proporcionar resistencia y ductilidad suficientes al elemento que forma parte de un marco (8.7.1)

a. La fuerza cortante para el diseño de elementos en flexión con ductilidad local óptima no debe ser menor que V_u , resultado del análisis de la estructura, ni que la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, V_e . Esta fuerza se calcula como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug}$$

M_{pr1} , M_{pr2} = capacidades probables en flexión, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga. Para el cálculo de estos valores no se considera el factor de reducción en flexión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es, al menos, $1.25 f_y$.

L = longitud entre caras de elemento en flexión, cm.

d = altura efectiva del elemento, cm.

V_{ug} = cortante a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga gravitacional y de empuje de tierra o líquidos, asociada con la combinación de cargas de la ecuación 6-3 del artículo 6.2, kg.

c. Para el cálculo del refuerzo transversal de elementos en flexión o flexocompresión para los cuales la fuerza cortante debida al sismo, calculada conforme a los incisos 8.7.1 (a) u 8.7.1 (b), represente más del 50% del cortante total de diseño, no se toma ningún esfuerzo cortante del concreto, a menos que las cargas axiales sean superiores a $0.05 A_g f'_c$.

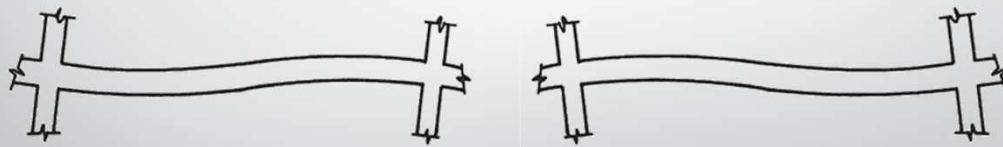
d. Los aros necesarios para resistir el cortante deben ser aros de confinamiento, con las características señaladas en los artículos 8.2, 8.3 y 8.4, según corresponda.

Diseño de vigas en marcos dúctiles

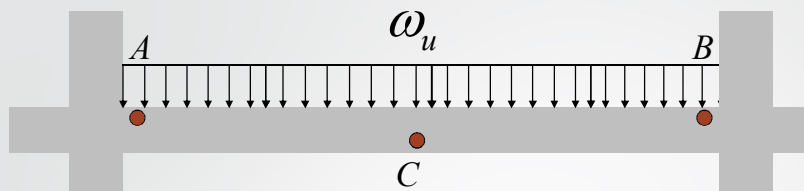
El diseño de elementos a flexión (vigas) en marcos dúctiles se puede enunciar en el siguiente procedimiento:

- 1) Verificar las si las dimensiones del elemento se ajustan a las limitaciones geométricas. (*CSCR-2010, Sección 8.2.1*)
- 2) Clasificación de los momentos resistentes. Se utilizan dos niveles de momentos resistentes: **Momento nominal M_n** y **Momento probable M_{pr}** . El momento nominal garantiza que las columnas son más fuertes que las vigas. Por su parte el momento probable se usa para garantizar que la capacidad a cortante en las vigas excede el cortante que equilibra el cortante por flexión (rótulas en los extremos).
- 3) Calcular las capacidades a flexión: Usualmente se ignora aporte del refuerzo en compresión.

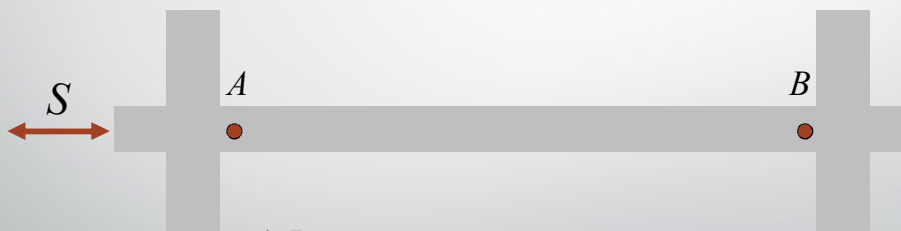
- 4) Calcular el refuerzo longitudinal. El momento causado por las cargas sísmicas deben sumarse a los que generan las cargas gravitacionales (CP y CT). Los valores máximos en el claro de viga ocurren normalmente en la cara de la columna.
- 5) Desarrollo y traslape del refuerzo a flexión.
- 6) Diseño a cortante. En este paso se deben satisfacer los requisitos de confinamiento (CSCR-2010, Sección 8.2.6).



(a) Beam swaying to right.



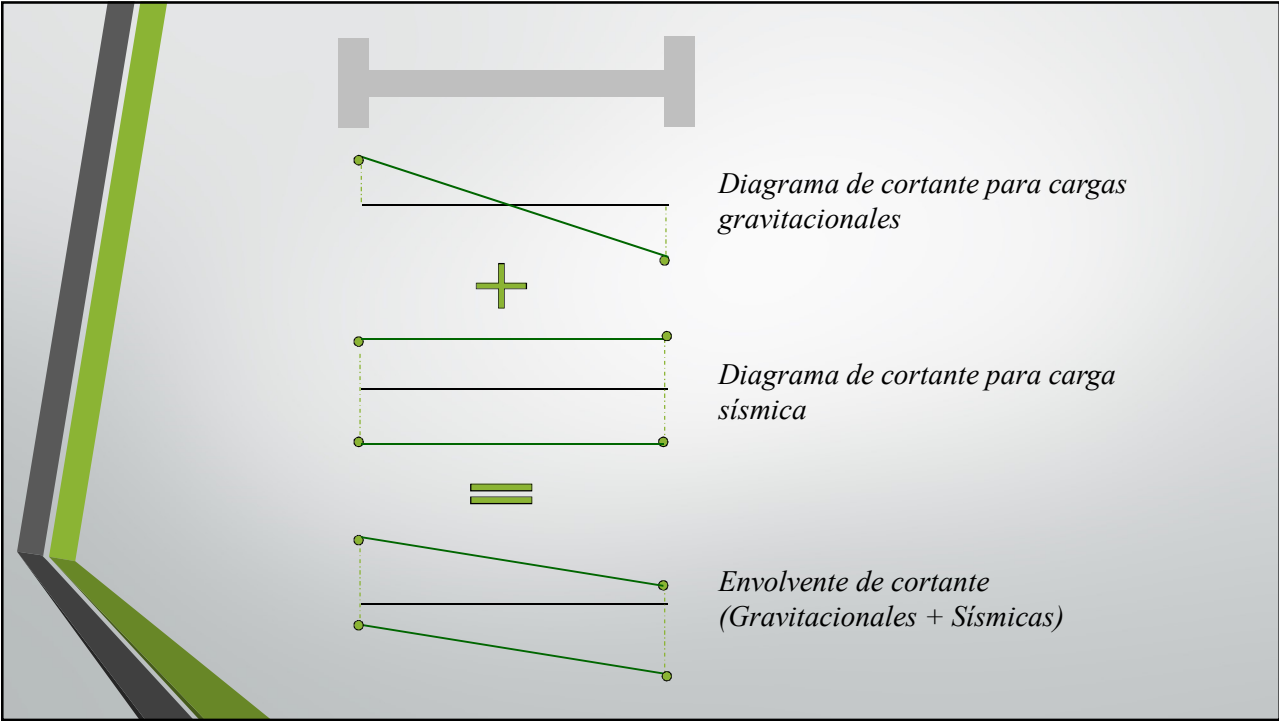
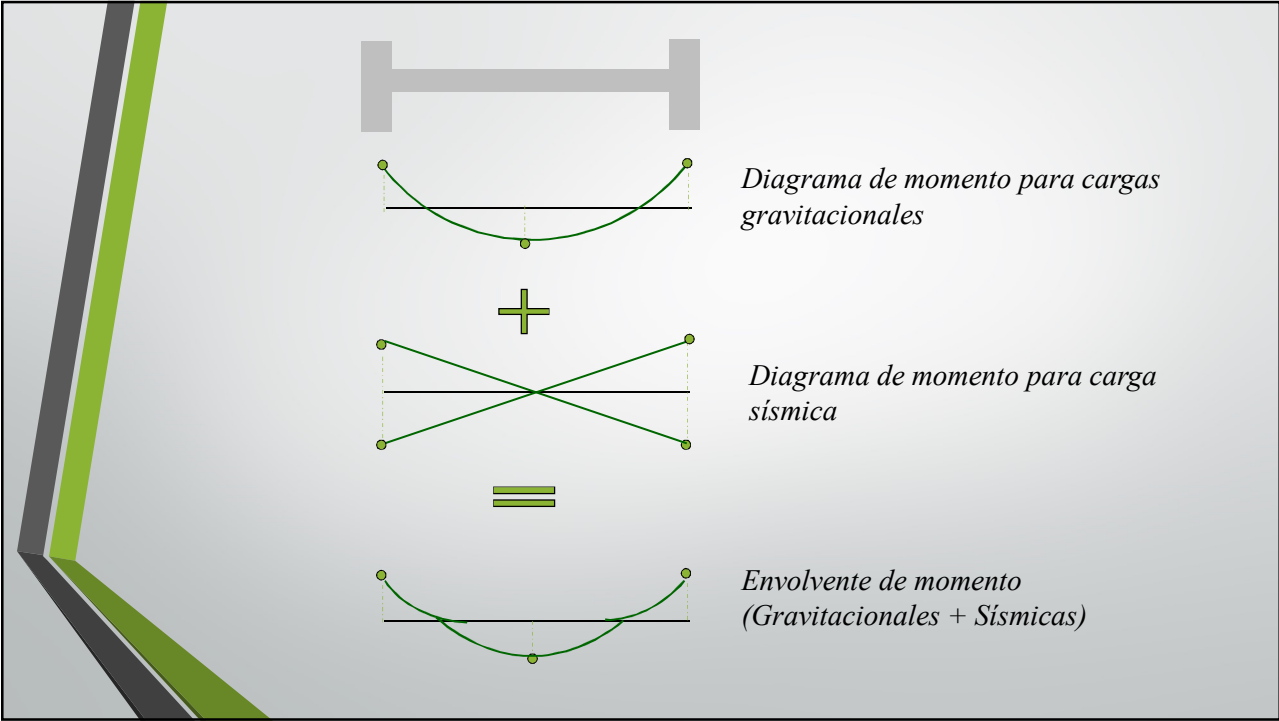
A, B, C : Secciones críticas para cargas gravitacionales



A, B : Secciones críticas para carga sísmica

Si S \rightarrow $M_A (+)$ y $M_B (-)$

Si S \leftarrow $M_A (-)$ y $M_B (+)$



Requisitos generales

Con respecto a la resistencia de los materiales, el Código Sísmico 2010 establece en la sección 8.1.2:

Concreto: La resistencia mínima especificada del concreto en compresión debe ser 210 kg/cm^2 y la resistencia máxima especificada para elementos de concreto liviano debe ser 280 kg/cm^2 .

Acero: El acero de refuerzo debe cumplir la norma ASTM A-706. Se permite utilizar acero ASTM A-615 de grado 40 y grado 60, si:

- a. El esfuerzo real de cedencia no sobrepasa el esfuerzo especificado en más de 1250 kg/cm^2 .
- b. La relación de la resistencia última a la tracción al esfuerzo de cedencia real no es inferior a 1.25.

Requisitos generales para el diseño de elementos en flexión

Los requisitos generales para el diseño de vigas dúctiles se dan en la sección 8.2.1:

"Los requisitos de este artículo se aplican a vigas y otros elementos de marcos que:

- a. Son parte del sistema sismorresistente de la estructura.
- b. Resisten fuerzas fundamentalmente por flexión.
- c. Las fuerzas axiales no exceden $0.10 f'_c A_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.
- d. La luz libre es mayor que cuatro veces la altura efectiva de la sección transversal.
- e. La razón b/h es mayor o igual a 0.3.
- f. El ancho mínimo es 20 cm."

Cantidades de refuerzo

8.2.2 Razón de refuerzo máximo

La cantidad de acero colocado debe ser tal que propicie una falla en flexión controlada por la tracción. El valor de ρ no debe exceder 0.025. Tanto el refuerzo superior como el inferior deben estar formados por un mínimo de dos barras.

8.2.3 Refuerzo mínimo

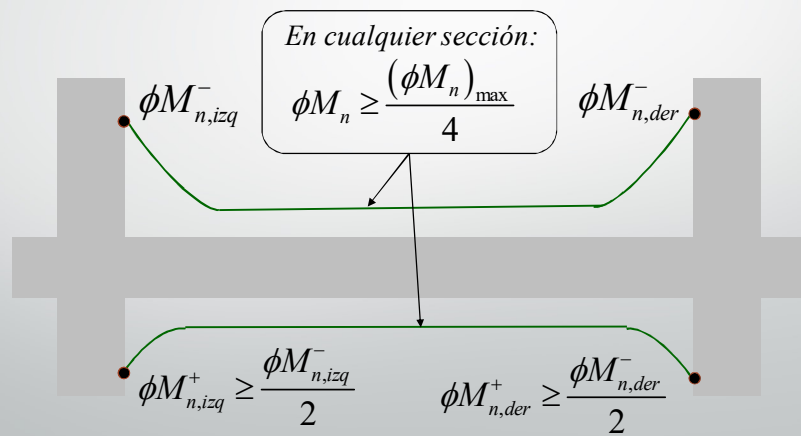
En toda sección de un elemento en flexión en que se requiera acero a tracción, el valor de $A_{s,min}$ no debe ser inferior al mayor de los siguientes valores:

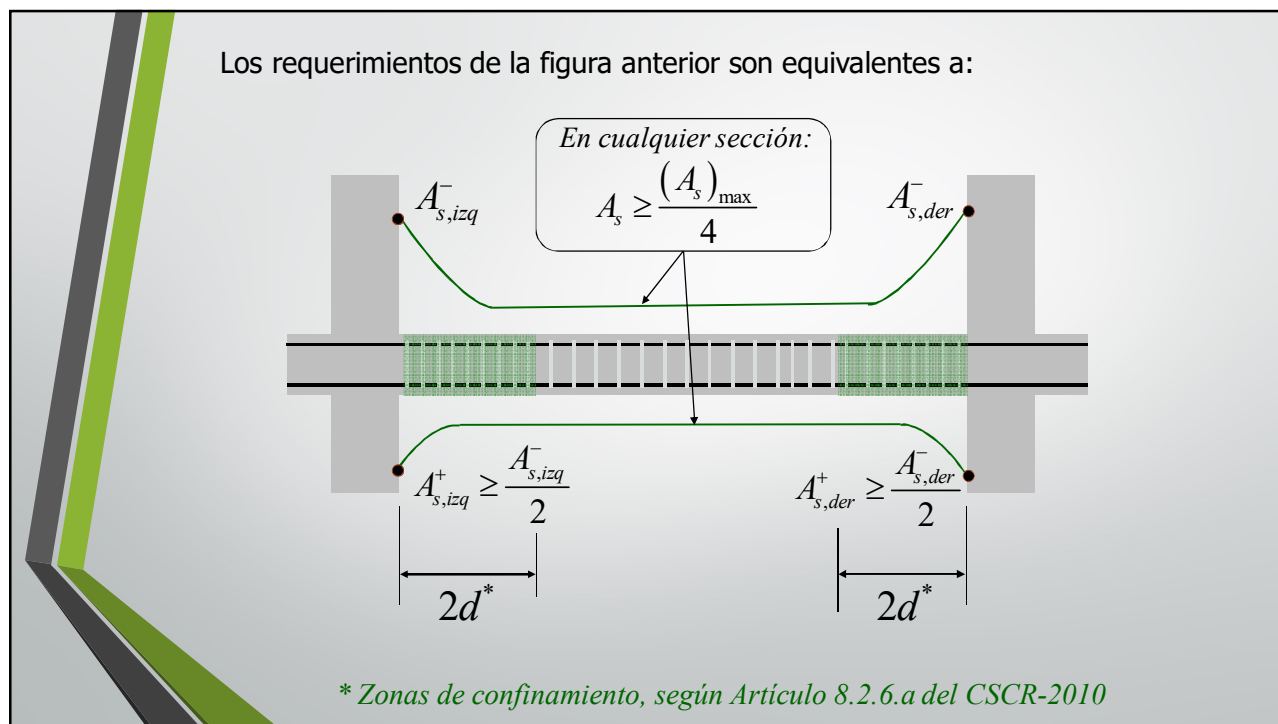
$$i) \frac{14}{f_y} bd \quad ii) \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

Estos requisitos no son necesarios si el área de refuerzo colocado a lo largo del elemento en cada sección es al menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

8.2.3 Capacidad en flexión

La capacidad en flexión para momento positivo, en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad para momento negativo en ese extremo. Las capacidades para momentos positivos o negativos, en cualquier otra sección del elemento, no deben ser inferiores al 25% de la máxima capacidad de ese elemento.

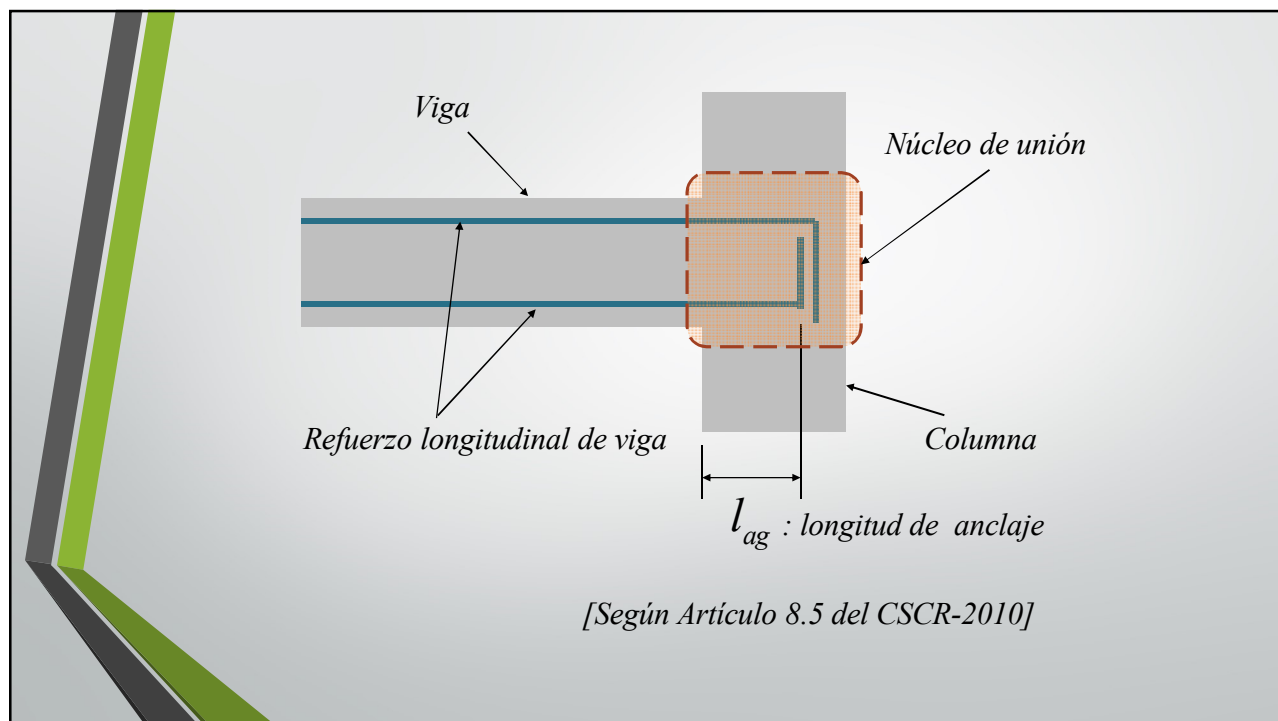




8.2.5 Anclaje de refuerzo longitudinal

a. El refuerzo superior o inferior que llegue a las caras opuestas de un núcleo de unión debe ser continuo y sin dobleces a través de este. Cuando esto no sea posible con alguna barra, debido a variaciones de la sección transversal del elemento en flexión, se debe anclar conforme al inciso 8.2.5 (b).

b. El refuerzo superior e inferior que termine en un núcleo de unión se debe prolongar hasta la cara opuesta de la región confinada del núcleo y continuar ortogonalmente después de un doblaje de 90 grados. La longitud de anclaje se debe calcular conforme al artículo 8.5 y se mide desde el inicio del núcleo. El diámetro interno mínimo de doblado debe ser al menos seis veces el diámetro de las barras #3 a #8, ocho veces el diámetro de las barras #9 a #11 y diez veces el diámetro de las barras #14 y #18.



8.5 Longitud de anclaje de refuerzo longitudinal

- a. La longitud de anclaje, l_{ag} , para barras de dimensiones #3 a #11, con un gancho estándar, no puede ser menor que ocho veces el diámetro de la barra, 15 cm o la longitud indicada en la siguiente ecuación:

$$l_{ag} = \frac{f_y d_b}{16\sqrt{f'_c}}$$

donde:

d_b = diámetro de la barra, cm.

l_{ag} y d_b en cm, f'_c y f_y en kg/cm^2 .

En los casos de concreto con agregado liviano, l_{ag} se debe calcular como 1.25 veces los valores anteriores, $10d_b$ ó 20 cm.

b. El gancho estándar del inciso anterior debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o de un *elemento de borde*.

c. La longitud de anclaje, l_{ar} para barras rectas de dimensiones # 3 a #11, no puede ser menor que $2.5 l_{ag}$.

Si debajo de la longitud de anclaje de la barra longitudinal se colocan más de 30 cm de concreto fresco, se debe usar una longitud l_{ar} no menor que $3.5 l_{ag}$.

Diseño a cortante

Los criterios de diseño a cortante vistos el curso anterior, son aplicables únicamente en zonas donde no se requiera algún refuerzo más riguroso. En el apartado 8.2.6, el CSCR-2010 establece los requerimientos del refuerzo transversal en zonas más críticas llamadas de confinamiento.

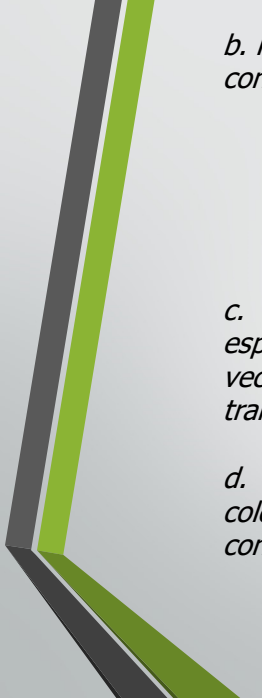
8.2.6 Confinamiento

a. Se deben colocar aros de confinamiento en toda la longitud de traslape de barras de refuerzo longitudinal. El espaciamiento máximo de los aros en esas zonas no puede exceder $d/4$. No se deben hacer traslapos:

i) En los núcleos de unión.

ii) Dentro de una distancia igual a $2d$ de los extremos del elemento.

iii) En los sitios donde el análisis indique posibilidad de cedencia del acero debido a desplazamientos inelásticos del sistema resistente.

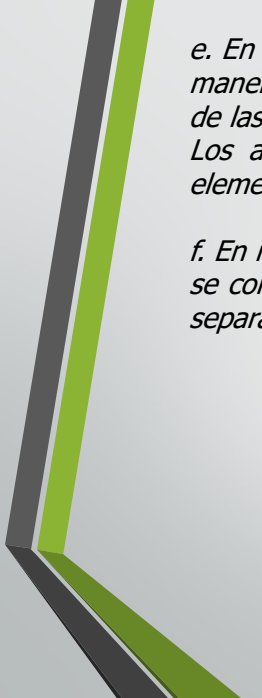


b. Para estructuras de cualquier tipo se deben colocar aros de confinamiento en las siguientes regiones:

- i) En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer aro se coloca a 5 cm y el último, a una distancia $2d$ del núcleo de unión.*
- ii) En longitudes $2d$ a cada lado de una sección en la que se puedan formar rótulas plásticas.*
- iii) En cualquier región en que se requiera acero en compresión.*

c. En las regiones de confinamiento definidas en el inciso 8.2.6 (b) el espaciamiento máximo de los aros no debe ser mayor que el menor de: $d/4$, 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, 24 veces el diámetro del refuerzo transversal o 30 cm.

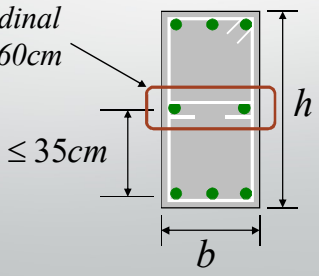
d. Para estructuras de cualquier tipo, en regiones donde no sea necesario colocar aros de confinamiento, se deben colocar aros de barras # 3 o mayores con espaciamiento máximo de $d/2$.



e. En regiones donde se requiera confinamiento, los aros se deben colocar de tal manera que todas las barras esquineras y las barras colocadas a más de 15 cm de las anteriores estén unidas a la esquina del aro o a un amarre suplementario. Los aros consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento.

f. En regiones de confinamiento, cuando la altura de la sección sea 60 cm o más, se colocan varillas longitudinales adicionales distribuidas en la altura del aro con separación no mayor que 35 cm.

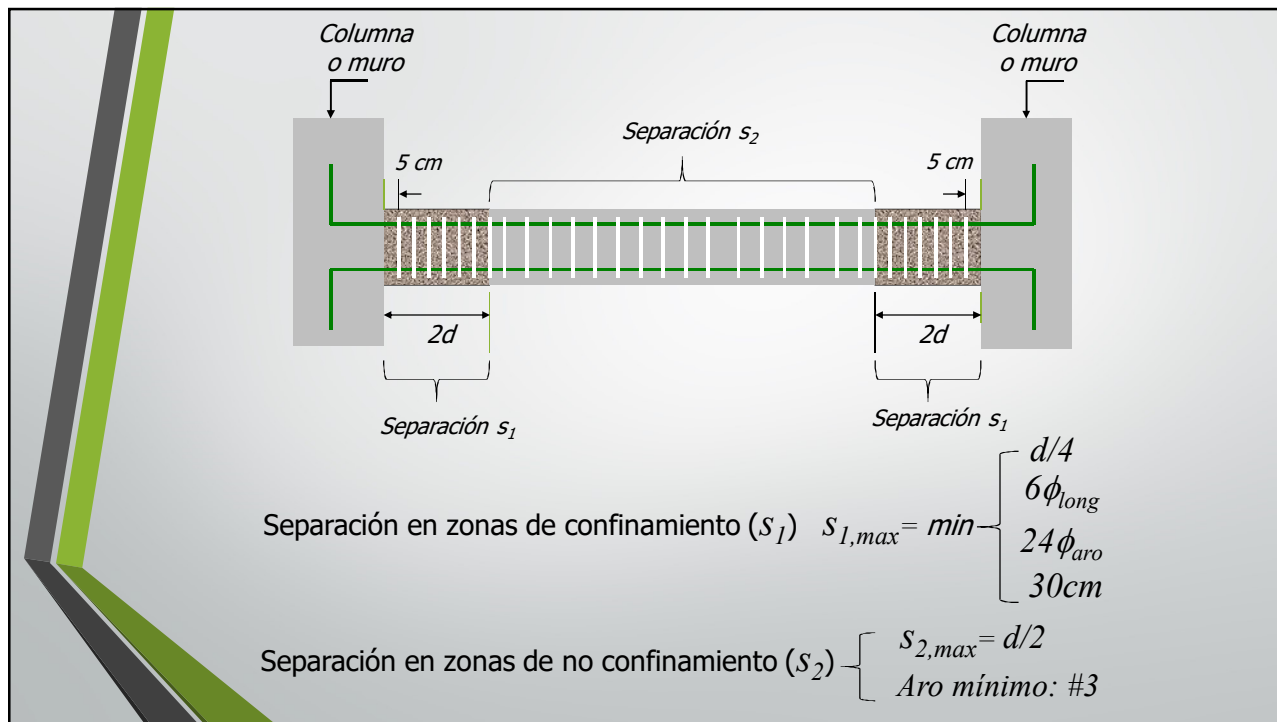
Refuerzo longitudinal necesario si $h \geq 60\text{cm}$



$\leq 35\text{cm}$

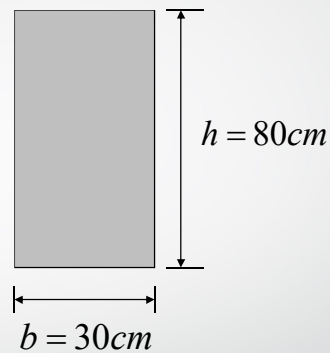
h

b



Semana 5 Ejemplo 1: Diseño de una viga dúctil de concreto reforzado

Efectuar el diseño (flexión y cortante) de una viga de entrepiso correspondiente a un edificio de parqueos al cual se le definió previamente una ductilidad local óptima.



Considere los siguientes parámetros de diseño:

- ✓ Viga de 30x80cm, longitud de 7.70m medida a centro de columnas (60x60cm). Carga permanente: 420 kg/m² y ancho tributario: 6.0m.
- ✓ Concreto $f'_c = 280\text{ kg/cm}^2$
- ✓ Acero grado 60 como refuerzo longitudinal y grado 40 para el transversal.

