



ACI-318 - 05

Cap. 8 Análisis y diseño

Cap. 9 Requisitos de resistencia y servicio

Cap. 10 Cargas Axiales y de flexión

Dr. Juan José Pérez Gavilán E.
Instituto de Ingeniería, UNAM, CU.

Métodos de diseño [8.1]

[8.1.1]

En el diseño de estructuras de concreto estructural, los elementos se deben proporcionar para una resistencia adecuada, de acuerdo a las disposiciones de este reglamento, utilizando factores de carga y factores de reducción de resistencia ϕ especificados en el capítulo 9.

$$\overbrace{\phi R}^{\text{Resistencia de diseño}} > \overbrace{fC}^{\text{Resistencia requerida}}$$

[8.1.2]

Se puede diseñar el concreto reforzado utilizando las disposiciones del apéndice B. Disposiciones alternativas para concreto reforzado y concreto presforzado a la flexión y elementos a compresión

Si se usa el apéndice B debe utilizarse en forma completa

Cargas [8.2]

[8.2.1]

Las disposiciones de diseño de este reglamento se basan en la suposición de que las estructuras deben diseñarse para resistir todas las cargas aplicables.

[8.2.2]

Las cargas de servicio deben de estar de acuerdo con los requisitos del reglamento general de construcciones del cual forma parte este reglamento, con reducciones de carga viva que en dicho reglamento general se permitan.

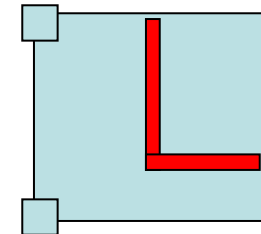
Los techos deben tener contraflecha o la pendiente adecuada o debe incrementarse la carga muerta para tomar en cuenta cualquier acumulación (ponding) posible.



[8.2.3]

En el diseño para cargas por viento y sísmicas, las *partes integrales* de la estructura deben diseñarse para resistir las cargas laterales totales.

Si los muros divisorios pueden eventualmente quitarse, los elementos principales deben poder tomar toda la carga. Pero los efectos de los muros divisorios deben tomarse en cuenta en el análisis ya que pueden dar lugar a cargas mayores en algunos elementos. (ver Cap 21)



[8.2.4]

Se debe presentar especial atención a los efectos de las fuerzas debidas al presfuerzo, cargas de grúa, vibración, impacto, contracción, relajamiento, expansión del concreto de contracción compensada, cambios de temperatura, fluencia y asentamientos desiguales de los apoyos..

8.1. Fintel, M.; Ghosh, S. K.; and Iyengar, H., Column Shortening in Tall Buildings—Prediction and Compensation, EB108D, Portland Cement Association, Skokie, Ill., 1986, 34 pp.



Métodos de análisis [8.3]

[8.3.1]

Todos los elementos de marcos o construcciones continuas se deben diseñar para resistir los efectos máximos de las cargas factorizadas según se determina por medio de la teoría del análisis elástico, excepto cuando se modifique de acuerdo con la sección 8.4. Se puede simplificar el diseño usando las suposiciones especificadas en las secciones 8.6 a la 8.9

[8.3.2]

Excepto para concreto presforzado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis de marcos para edificios de los tipos usuales de construcción, claros y altura de entrepisos.

[8.3.3]

En vez del análisis de marcos, se pueden utilizar los siguientes momentos y esfuerzos cortantes aproximados en el diseño de vigas continuas y de losas en una dirección, siempre y cuando

- Haya dos o mas claros
- Los claros son aprox. iguales sin que el mayor sea 20% más que el menor
- Las cargas están uniformemente distribuidas
- La carga viva unitaria no exceda en 3 veces la carga muerta unitaria, y
- Los elementos sean prismáticos

Modificaciones

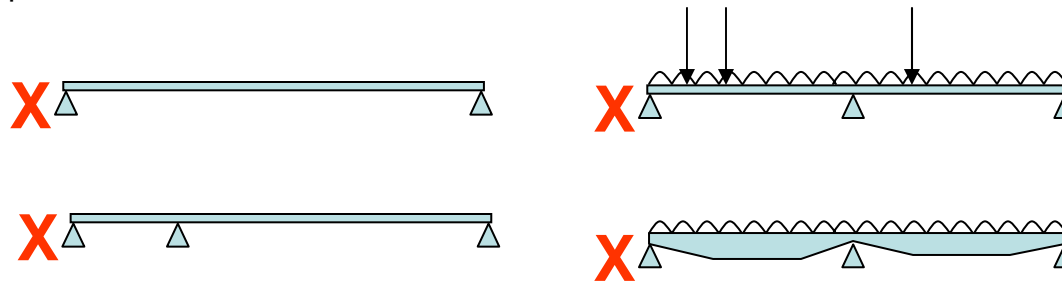
Red. de momentos

Rigideces

Claros

Columnas

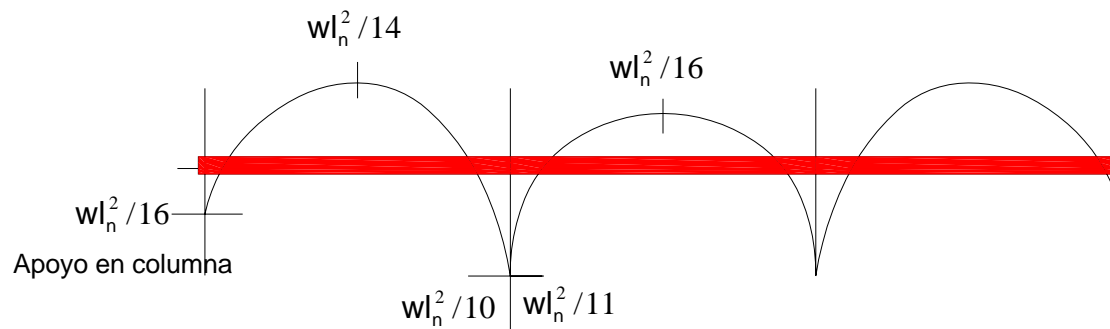
Disp, Carga viva



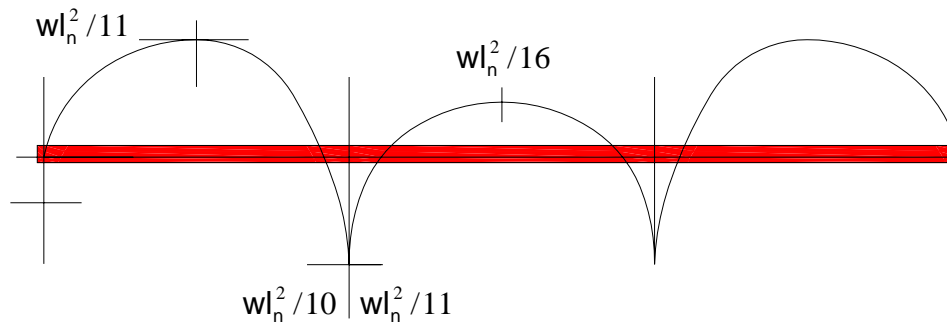
Métodos de análisis

Apoyos colados monolíticamente

- Para momentos negativos I_n es el promedio de las longitudes de los claros adyacentes.
- Carga vertical repartida



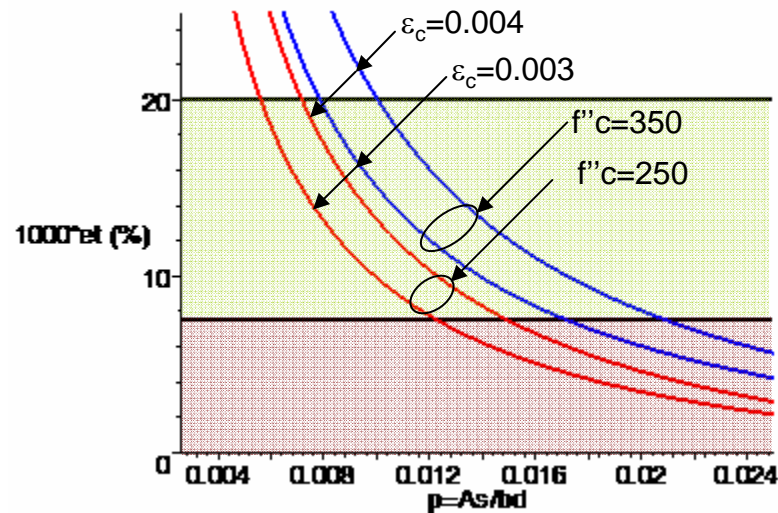
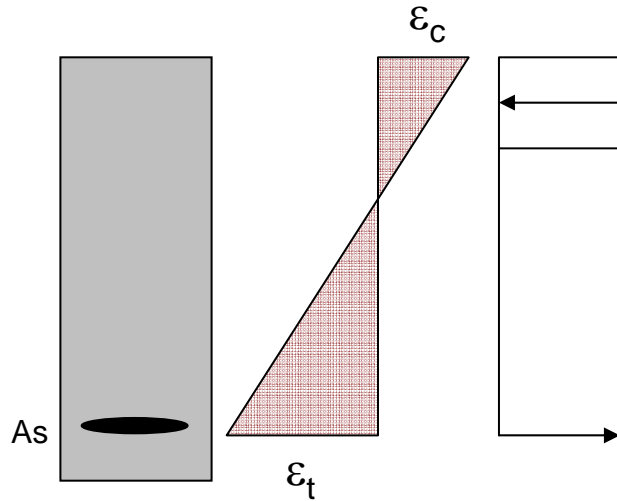
Apoyos no restringidos



Redistribución de momentos [8.4]

[8.4]

$$\varepsilon_t = \varepsilon_c \left(\frac{\beta_1 f_c''}{p f_y} - 1 \right) \quad \text{Asumiendo que el acero fluye}$$



No mas de 20%

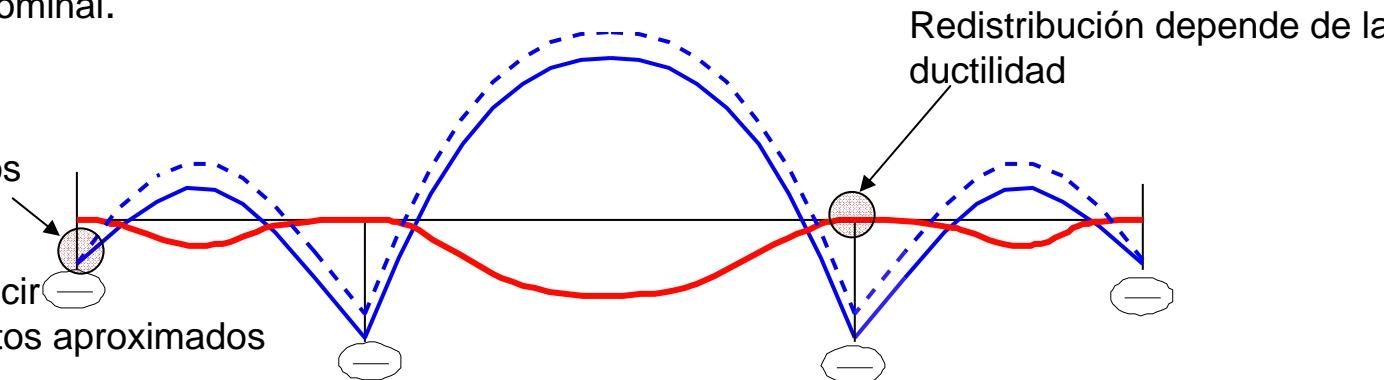
Se admite
redistribución
 $\varepsilon_t > 0.0075$
No importa el
tipo de carga

No redistribuir

ε_t deformación en el acero de tensión
a la resistencia nominal.

No reducir en
apoyos discontinuos
en flexión

No se permite reducir
Si se usan momentos aproximados

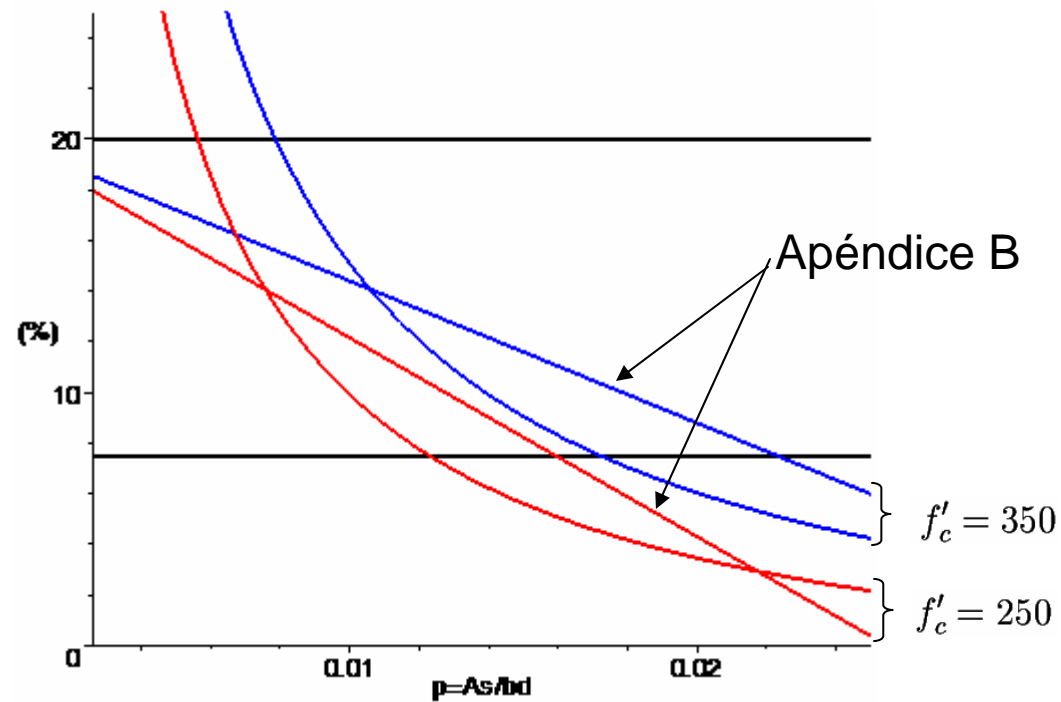


Redistribución de momentos (apéndice B [Reglamentos anteriores])

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \frac{6100}{6100 + f_y}$$

$$\% = 20 \left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right)$$

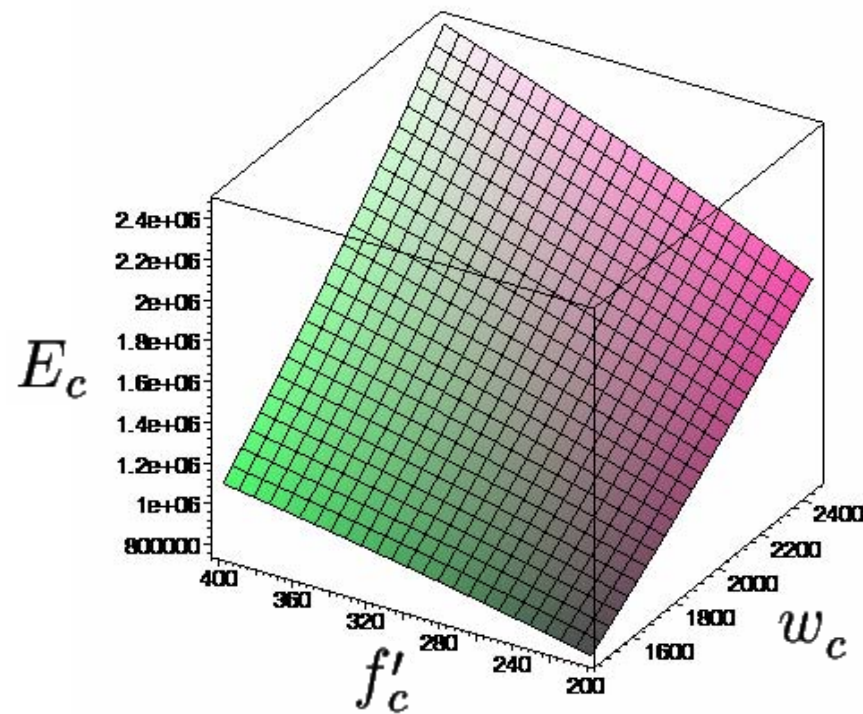
Redistribución permitida



Módulo de elasticidad [8.5]

$$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$1440 \leq w_c \leq 2480$$



$$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c} \quad \text{Para peso normal}$$

Rigideces [8.6]

[8.6]

Se podrá usar cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular rigideces relativas a flexión y a tensión de columnas, muros y sistemas de entrepisos y azoteas

Rigideces

	Rango	Valor recomendado
Vigas Rectangulares	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$
Vigas T y L	$0.25-0.45 I_g$	$0.35 I_g$
Columnas $P > 0.5 f'_c A_g$	$0.70-0.90 I_g$	$0.80 I_g$
Columnas $P = 0.2 f'_c A_g$	$0.50-0.70 I_g$	$0.60 I_g$
Columnas $P = -0.05 f'_c A_g$	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$

Paulay & Priestley Ojo ver 10.11 para las recomendaciones del ACI 318- 5

Programas de cómputo como el SAP2000 permiten la definición de multiplicadores
A las propiedades de las secciones, esto facilita el modelado.

Longitud del claro [8.7]

[8.7.1]

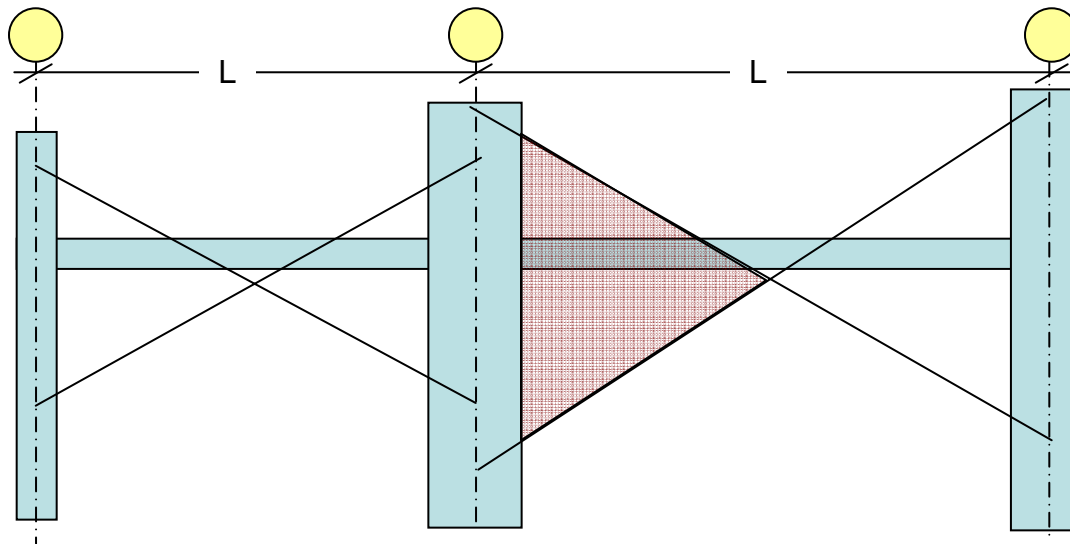
La longitud del claro de los elementos que no estén contruidos monolíticamente con sus apoyos, se debe considerar como el claro mas el peralte del elemento, pero no necesita ser mayor que la distancia entre centros de los apoyos.

[8.7.2]

En el análisis de marcos o elementos continuos para determinar los momentos, la longitud del claro se debe considerar como la distancia centro a centro de los apoyos.

[8.7.3]

Para el diseño de vigas contruidas integralmente con sus apoyos, se puede utilizar un diseño con base en los momentos en la cara de los apoyos.



Columnas [8.8]

[8.8.1]

Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas factorizadas de todos los entrepisos o azoteas, y el momento máximo debido a las cargas factorizadas en un solo claro adyacente al entrepiso o azotea que se esta considerando. También se debe considerar la condición de carga que proporcione la relación máxima de momento a carga axial.

[8.8.2]

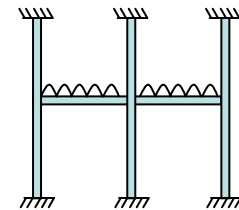
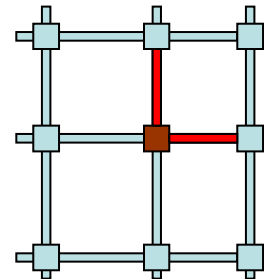
En marcos o en construcción continua se debe prestar atención al efecto de las cargas no balanceadas de entrepisos o azoteas, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y la carga excéntrica debida a otras causas.

[8.8.3]

Al calcular los momentos en las columnas debidos a cargas por gravedad, los extremos lejanos de las columnas, contruidos integralmente con la estructura, se pueden considerar fijos o empotrados.

[8.8.4]

La resistencia a momentos en cualquier nivel de entrepiso o azotea se debe proporcionar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente arriba y abajo del entrepiso de que se trata, en forma proporcional a las rigideces relativas de la columna y a las condiciones de restricción de movimiento.



Disposición de la carga viva [8.9]

[8.9.1]

Se puede suponer que

- a) la carga viva está aplicada únicamente al piso o azotea sujeta a consideración, y
- b) los extremos lejanos de las columnas construidas integralmente con la estructura están empotrados

[8.9.2]

Se puede suponer que la disposición de la carga viva está limitada por las combinaciones de:

- a) carga muerta factorizada en todos los claros con la carga viva total factorizada en dos claros adyacentes, y
- b) carga muerta factorizada en todos los claros con la carga viva total factorizada en claros alternados los extremos lejanos de las columnas construidas integralmente con la estructura están empotrados

Sistema de vigas T [8.10]

[8.10.1]

En la construcción de vigas T, el patín y el alma se deben construir monolíticamente o de lo contrario, deben estar efectivamente unidos entre si.

[8.10.2]

El ancho efectivo de la losa usada como patín de las vigas T no debe exceder de $\frac{1}{4}$ de la longitud del claro de la viga, y el ancho efectivo del patín que sobrecuelga en cada lado del alma no debe de exceder de

- a) 8 veces el peralte de la losa, y
- b) $\frac{1}{2}$ de la distancia libre a la siguiente alma

[8.10.3]

Para vigas que tengan losa de un solo lado, el ancho efectivo del patín en voladizo no excederá de:

- a) $\frac{1}{2}$ de la longitud del claro de la viga
- b) 6 veces el peralte de la losa, y
- c) $\frac{1}{2}$ de la distancia libre a la siguiente alma.

[8.10.4]

En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el patín un área adicional de compresión, el patín tendrá un peralte no menor de $\frac{1}{2}$ del ancho del alma, y un ancho efectivo no mayor de 4 veces el ancho del alma.

Sistema de vigas T

[8.10.5]

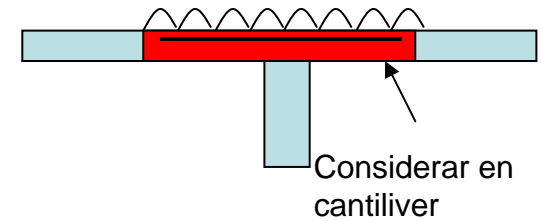
Cuando el acero de refuerzo principal por flexión en una losa que se considere como patín de una viga T (excluyendo las losas nervadas) sea paralelo a la viga, se debe proporcionar acero de refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con lo siguiente:

[8.10.5.1]

El refuerzo transversal se debe diseñar para resistir la carga factorizada que actúa sobre la porción sobresaliente de la losa considerada como patín, suponiendo que trabaja como voladizo. Para vigas aisladas se debe considerar el ancho total en voladizo del patín.

[8.10.5.2]

El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 5 veces el peralte de la losa ni de 45 cm.



Construcción de vigas [8.11]

[8.11.1]

La losa nervada consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.

[8.11.2]

El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 10 cm y el peralte no mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.

[8.11.3]

El espaciamiento libre entre vigas no debe exceder de 75 cm

[8.11.4]

Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones 8.11.1 a 8.11.3 se deberán diseñar como losas y vigas

[8.11.6]

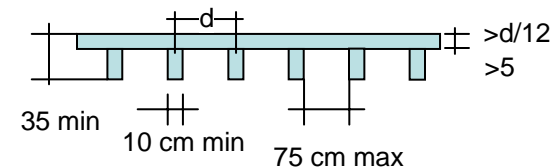
Cuando se utilicen casetones o rellenos removibles que no cumplan con 8.11.5

[8.11.6.1]

El espesor de la losa de concreto sobre rellenos permanentes no será menor de 5 cm ni menor de $1/12$ de la distancia libre entre nervaduras

[8.11.6.2]

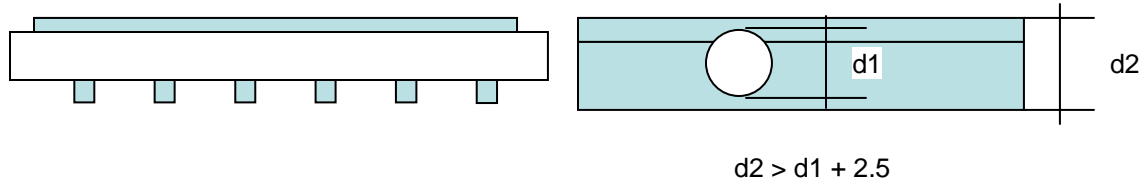
Se debe suministrar en la losa, acero de refuerzo perpendicular a las nervaduras de acuerdo con lo requerido por flexión, considerando las concentraciones de carga, si las hay, pero no será menor de que el que se estipula en la sección 7.12 (temperatura y contracción)



Construcción de vigas [8.11]

[8.11.7]

Cuando en la losa se requieran ductos o tuberías ahogados según lo permitido en 6.3, el espesor de la losa debe ser cuando menos 2.5 cm mayor el peralte total del ducto o tubería. Tales ductos o tuberías no deben reducir significativamente la resistencia de la construcción.



[8.11.8]

Para la construcción de losas nervadas, la resistencia al esfuerzo cortante V_c proporcionada por el concreto, podrá ser un 10% mayor a la especificada en el capítulo 11. ...

Se justifica el incremento debido a que

- 1) Se ha tenido un desempeño satisfactorio de losas diseñadas con códigos anteriores ante esfuerzos cortantes mayores.
- 2) Redistribución local de sobrecargas a otras nervaduras.

Acabado de pisos no integrales [8.12]

[8.12.1]

El acabado de piso no se debe incluir como parte de un **elemento estructural** a menos que sea colado monolíticamente con la losa o se diseñe de acuerdo a los requisitos del capítulo 17 (flexión)

[8.12.2]

Todo acabado de concreto de un piso se puede considerar como parte del recubrimiento requerido o del espesor total para efecto de consideraciones no estructurales.

Casos como fuego

Requisitos de resistencia y servicio [9]

[9.1.1]

Las estructuras y los elementos estructurales se deben diseñar para tener resistencia de diseño en todas las secciones por lo menos iguales a las resistencias requeridas calculadas para las cargas factorizadas y las fuerzas en las combinaciones que se estipulen.

$$\phi R > f C$$

Resistencia de diseño

Factor de reducción

Factor de amplificación

Resistencia requerida

[9.1.3]

Se permite el diseño de las estructuras y los elementos estructurales utilizando las combinaciones del factor de carga y los factores de reducción de resistencia del Apéndice C. No se permite el uso de las combinaciones del factor de carga de este capítulo, conjuntamente con los factores de reducción de la resistencia del Apéndice C..

i.e. no se vale mezclar factor de carga

Resistencia requerida [9.2]

[9.2.1]

La resistencia requerida U será cuando menos igual a los efectos de las cargas factorizadas. Se investigará el efecto de una o más cargas actuando simultáneamente:

$$(9-1) U = 1.4 (D + F)$$

$$(9-2) U = 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$(9-3) U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0 L \text{ o } 0.8 W)$$

$$(9-4) U = 1.2 D + 1.6 W + 1.0 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$(9-5) U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$$

$$(9-6) U = 0.9 D + 1.6 W + 1.6 H$$

$$(9-7) U = 0.9 D + 1.0 E + 1.6 H$$

D (dead) Cargas muertas

E (earthquake) Carga de sismo

F (fluid) Cargas debidas al peso y a la presión de fluidos con densidades bien definidas

H Cargas debidas al peso y a la presión del terreno, del agua en el terreno u otros materiales, o a fuerzas y momentos internos relacionados a estas.

L (live) Cargas vivas

L_r (live roof) Cargas vivas en la azotea

R (rain) carga de lluvia

S (snow) carga de nieve

T (temperature) Cargas de temperatura

W (wind) Carga de viento

Los factores contemplan la precisión con la que pueden obtenerse los efectos ante determinada carga y la variabilidad de la misma. (e.g. la carga muerta es mas precisa y menos variable que la carga viva)

Los factores en cada combinación toman en cuenta la probabilidad de que las cargas ocurran simultáneamente.

Resistencia requerida [9.2]

a) Se permite que el factor de carga para L en las ecuaciones (9-3) a (9-5) se reduzca a 0.5, excepto para garajes, áreas ocupadas para sitios de asambleas públicas, y todas aquellas áreas donde la carga viva L sea mayor a 500 kg/cm²

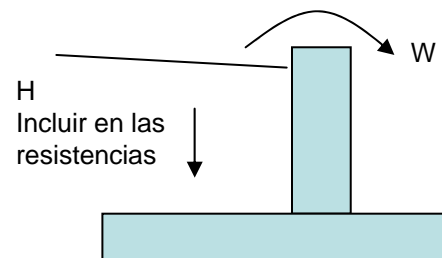
b) Cuando la carga de viento no haya sido reducida por un factor de direccionalidad, se permite utilizar 1.3W en lugar de 1.6W en las ecuaciones (9-4) y (9-6)

La American Society of Civil Engineers (ASCE) en su manual para obtener las cargas de diseño establece un factor de direccionalidad para el viento, para edificios de 0.85. (si se usan las de CFE, usar 1.6W)

c) Cuando la carga sísmica E se base en fuerzas sísmicas al nivel de servicio, se utilizará 1.4E en lugar de 1.0 E en las ecuaciones (9-5) y (9-7)

La carga de sismo se ha convertido en la mayoría de los códigos a un nivel de resistencia por esa razón el factor de E es 1.0 (e.g. ASCE, UBC...)

d) En las ecuaciones (9-6) y (9-7), se establecerá igual a cero el factor de carga para H, si la acción estructural debida a esta *se contrapone a las debida a W o E*. Si la presión lateral del terreno proporciona una resistencia a las acciones estructurales procedentes de otras fuerzas, no se incluirá en H sino que se incluirá en la resistencia de diseño



Resistencia requerida [9.2]

[9.2.2]

Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, éstos se deberán incluir con la carga viva L.

i.e. la carga de impacto es viva.

[9.2.3]

Los cálculos de los asentamientos diferenciales, la fluencia, la contracción, la expansión del concreto de contracción compensada, o los cambios de temperatura, se harán en una evaluación realista de tales efectos que ocurren durante el servicio

Realista aquí se refiere a la más probable mas que a la cota superior.

[9.2.4]

Cargas de inundación ASCE 7

[9.2.5]

Para el diseño de la zona de anclaje postensada, se aplicará un factor de carga de 1.2 a la máxima fuerza del gato del acero de presfuerzo.

Resistencia de diseño [9.3]

[9.3.1]

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones a otros elementos y sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, se tomarán como la resistencia nominal calculada, de conformidad con los requisitos y suposiciones de este reglamento, multiplicada por los factores de reducción de resistencia ϕ de 9.3.2, 9.4.3 y 9.3.5

$$\phi R$$

Los objetivos del factor de resistencia son:

- 1) Tomar en cuenta la probabilidad de que el material tenga una resistencia menor debida a variaciones del material o de las dimensiones
- 2) Tomar en cuenta las inexactitudes de las ecuaciones de diseño
- 3) Reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad requerida del elemento considerado
- 4) Reflejar la importancia del elemento en la estructura.

Resistencia de diseño [9.3]

[9.3.2]

El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser el siguiente:

[9.3.2.1]

Las secciones controladas por tensión, tal y como se define en 10.3.4.....0.9

[9.3.2.2]

Las secciones controladas por compresión, tal y como se define en 10.3.3

a) Elementos con refuerzo en espiral que cumple con 10.9.3.....0.70

b) Otros elementos de concreto reforzado.....0.65

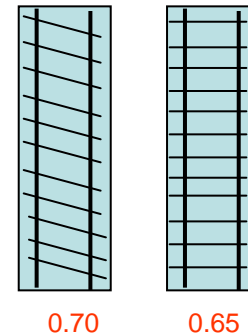
Se considera que la tensión y compresión son debidas a cargas externas. No se incluyen los efectos debidos a prefuerzo.

El factor ϕ se determina por el estado de deformación en la sección transversal para la resistencia nominal.

Un valor menor de ϕ se utiliza para secciones controladas por compresión que para secciones controladas por tensión, porque las secciones controladas por compresión son menos dúctiles, son mas sensibles a la variación de la resistencia del concreto y generalmente ocurren en elementos que soportan áreas cargas mas grandes que los elementos controlados por tensión.

Los elementos con refuerzo espiral tienen un ϕ mayor porque son mas dúctiles

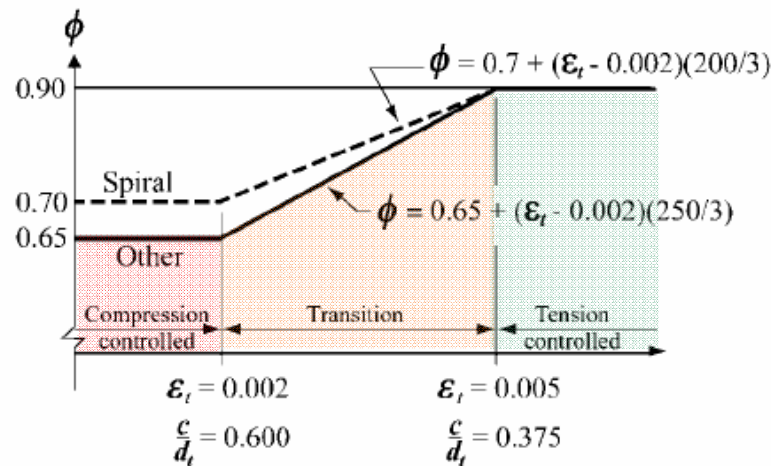
Para secciones sujetas a carga axial y flexión las resistencias de diseño se determinan multiplicando P_n y M_n por un solo valor de ϕ que resulte adecuado. (ojo)



[9.3.2.2]

Para secciones que tienen una deformación a tensión neta ϵ_t está entre los límites de en que la resistencia de la sección esta controlada por compresión y controlada por tensión (0.002 y 0.005 respectivamente) ϕ puede incrementarse linealmente desde el valor para secciones controladas por compresión (0.65 o 0.7), hasta 0.9 a medida que ϵ_t se incremente desde el valor de deformación correspondiente a secciones controladas por compresión hasta 0.005.

Se presenta en términos de ϵ_t . Cambio ligero respecto al reglamento anterior



Interpolation on c/d_t :
 Spiral $\phi = 0.70 + 0.2[(1/c/d_t) - (5/3)]$
 Other $\phi = 0.65 + 0.25[(1/c/d_t) - (5/3)]$

Fig. R9.3.2— Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension steel, ϵ_t , and c/d_t for Grade 60 reinforcement and for prestressing steel.

[9.3.2.3]

Cortante y torsión.....0.75

[9.3.2.4]

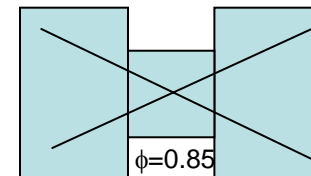
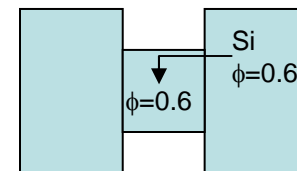
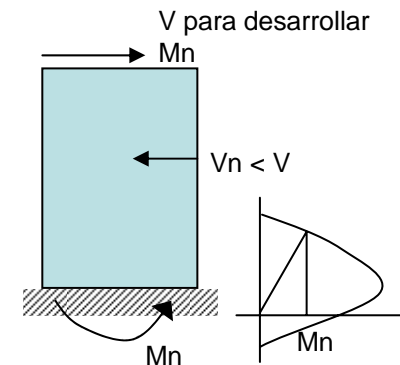
Aplastamiento en el concreto (excepto para zonas de anclaje postensado y los modelos de puntal y tirante).....0.65

Estructuras diseñadas para resistir sismo [9.3.4]

[9.3.4]

En estructuras que confían en marcos especiales para resistir momentos, o en muros estructurales especiales de concreto reforzado para resistir los efectos de sismos, los factores ϕ de reducción de resistencia deben ser modificados como se indica en (a) hasta (c):

- El factor de reducción de resistencia **para cortante debe ser de 0.6** para cualquier elemento estructural que este diseñado para resistir los efectos de sismos, **si su resistencia nominal a cortante es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento**. La resistencia nominal a flexión será determinada considerando las cargas axiales factorizadas más críticas, e incluyendo los efectos del sismo.
 - El factor de reducción de resistencia para cortante de diafragmas no deberá exceder el factor de reducción de resistencia mínima para cortante usando para los componentes verticales del sistema primario resistente a fuerza lateral.
 - El factor de reducción de resistencia para cortante en juntas y vigas de acoplamiento y diagonalmente reforzadas deberá ser de 0.85
- Se refiere a elementos frágiles como muros bajos, porciones de muros entre aberturas o diafragmas para los que es impráctico reforzar para incrementar su resistencia nominal a cortante arriba de la resistencia nominal a flexión
 - Pide que si los muros tienen $\phi=0.6$ entonces los diafragmas deben tener $\phi=0.6$



Resistencia de diseño para acero de refuerzo [9.4]

[9.4]

Excepto en el acero de presfuerzo, no debe usarse acero de refuerzo con un límite de cedencia mayor de 5600 kg/cm²

Adicionalmente para resistir cortante o torsión no debe utilizarse acero con cedencia mayor de 4200 kg/cm² (11.5.2 y 11.6.3.4 y 11.7.6) excepto que se use un acero ASTM A 497 de cedencia 5600.

Se requiere acero con $f_y \leq 4200$ para cascarones, placas dobladas y cuando se requieren las disposiciones especiales para sismo del capítulo 21.

Control de deflexiones [9.5]

[9.5.2]

Construcción en una sola dirección

TABLE 9.5(a)—Espesor mínimo de vigas no Presforzadas o losas en una dirección, a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo h			
	Simplemente apoyadas	Un lado continuo	Ambos lados continuos	Cantiliver
Elemento	Elementos que no soportan o están adheridos a divisiones u otras construcciones susceptibles a dañarse por grandes deformaciones			
Losas macizas	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o nervaduras losas en un sentido	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Tabla para concreto de peso normal y acero $f_y=4200$

Ejemplo

L= 500cm	25	21	18	50
	31	27	24	63

Control de deflexiones [9.5]

[9.5.2.2]

Cuando se vayan a calcular las **deflexiones**, aquéllas que ocurran inmediatamente por la aplicación de la carga se deben calcular mediante los métodos o fórmulas usuales para las deflexiones elásticas, **tomando en consideración los efectos del agrietamiento y del refuerzo en la rigidez del elemento**.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

Módulo de ruptura del concreto kg/cm²

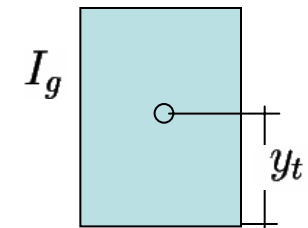
$$M_a$$

Momento máximo en un elemento kg-cm

$$y_t$$

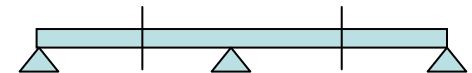
Distancia del centroide de la sección total a la fibra extrema en tensión, sin tomar en cuenta el acero en tensión

I_e provee una transición entre
Los límites I_{cr} e I_a
En función de M_{cr}/M_a
Casi siempre I_e es menor que I_g

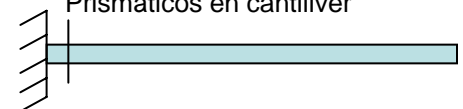


Es más exacto el promedio pero para elementos prism. Tomar el central ok

Prismáticos continuos



Prismáticos en cantiliver



[9.5.2.2]

Para **elementos continuos**, el momento efectivo de inercia se puede tomar como el **promedio** de valores obtenidos de la ecuación anterior para las secciones críticas de momento positivo y negativo. Para **elementos prismáticos**, el momento efectivo de inercia puede tomar el valor de la ecuación anterior a la mitad del claro y en el apoyo para voladizos

Control de deflexiones [9.5]

[9.5.2.5]

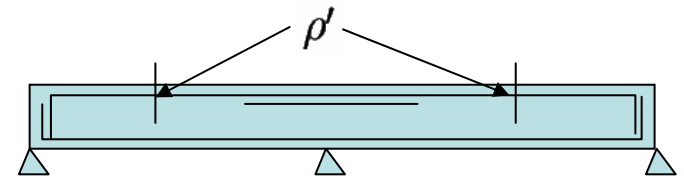
A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional a largo plazo, resultante de la relajación contracción de elementos en flexión se debe determinar multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida por el factor

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

ρ' Porcentaje de acero a compresión a la mitad del claro para claros simples y continuos y en el punto de apoyo de voladizos

ξ Depende del tiempo puede tomarse

5 años o mas	2.0
12 meses	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1.0



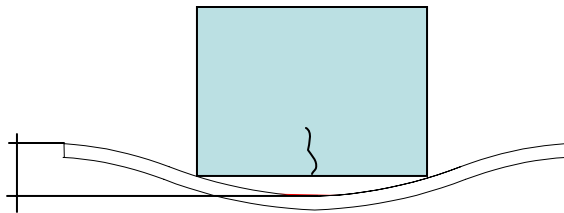
Control de deflexiones [9.5]

[9.5.2.6] La deflexión calculada de acuerdo con las secciones de la 9.5.2.2 a la 9.5.2.5 no debe exceder los límites de la siguiente tabla

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite
Azoteas que no soportan elementos no estructurales susceptibles	Deflexión instantánea máxima debida a carga viva.	L/180
Entrepisos que no soportan elementos no estructurales susceptibles.	Deflexión instantánea máxima debida a carga viva.	L/360
Azotea o entrepiso que soporta elementos susceptibles	La parte de la deflexión total después de la unión de los elem. no estructurales incluyendo la de largo plazo (incluyendo todas las cargas sostenidas)	L/480
Azotea o entrepiso que soporta elementos no susceptibles.		L/240

Ojo, agua estancada

Usar contraflecha



Control de deflexiones [9.5]

[9.5.3]

Construcción en dos sentidos

[9.5.3.1] Peralte mínimo de losas u otros elementos en dos sentidos.

[9.5.3.2] El peralte de losas sin trabes secundarias con relación de aspecto menor que 2

Si la relación de aspecto > 2 usar los valores de losas en una sola dirección pero no menos que 12 cm en losas sin ábacos no 10 cm en losas con ábacos.

Tabla 9.5 (c) Peralte mínimo de losas sin vigas interiores

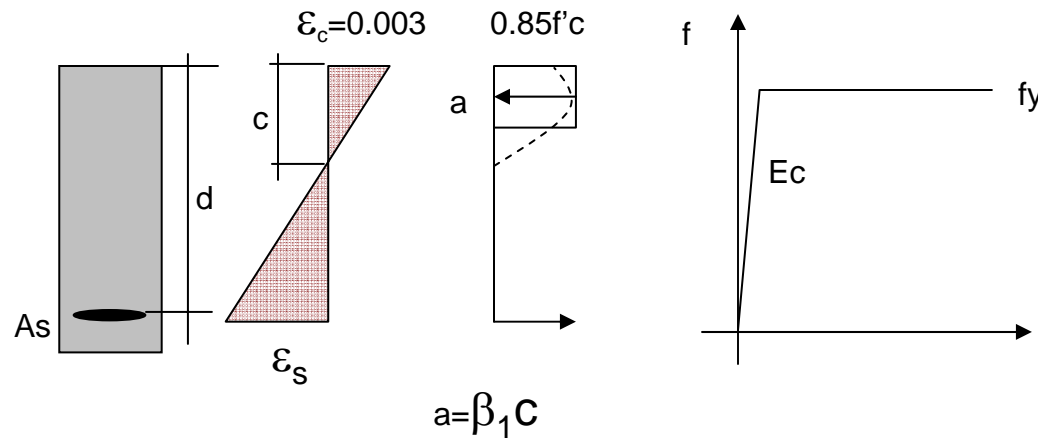
Resistencia a la fluencia f_y , kg/cm ²	Sin ábacos			Con ábacos		
	Tableros exteriores		Tableros interiores	Tableros exteriores		Tableros interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
4,200	L/30	L/33	L/33	L/33	L/36	L/36

Ejemplo

L=500	17	15	15	15	14	14
-------	----	----	----	----	----	----

Cargas axiales y de flexión [10]

[10.2.2 – 10.2.7] Suposiciones de diseño



Se desprecia la resistencia a tensión del concreto

Sección plana, no se cumple en secciones muy peraltadas

El rectángulo equivalente cumple que tiene el mismo centroide y misma área que la distribución parabólica

$\epsilon_c = 0.003$ corresponde a deformación sin confinamiento

Se asume perfecta adherencia entre el concreto y el refuerzo

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.85 - 0.05/70 (f'_c - 280) > 0.65 & f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

[10.3.1] El diseño se hará utilizando compatibilidad de esfuerzos y deformaciones
i.e. Suma de fuerzas=0 y usando el diagrama lineal de deformaciones

[10.3.2 Condición balanceada

$$\epsilon_s = \epsilon_y \text{ cuando } \epsilon_c = 0.003$$

Cargas axiales y de flexión [10]

[10.3.3] Sección controlada por compresión

$\epsilon_t \leq 0.002$ y $\epsilon_c = 0.003$ el límite superior de ϵ_s es ϵ_y en la condición balanceada. (este valor 0.002 es para acero con $f_y=4200$)

[10.3.4] Sección controlada por tensión

$\epsilon_t \geq 0.005$ y $\epsilon_c = 0.003$

Por compatibilidad de deformaciones

$$(1) \quad \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} = \frac{\epsilon_c}{c}$$

$$(2) \quad \epsilon_t = \epsilon_c \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

Por equilibrio suponiendo que el acero a tensión fluye

$$(3) \quad \beta_1 c f_c'' b = A_s f_y$$

Despejando 'c' en (3) y sustituyendo en (2)

$$\epsilon_t = \epsilon_c \left(\frac{\beta_1 f_c'' b}{A_s f_y} - 1 \right)$$

ϵ_t es la deformación neta a tensión. Que es la deformación en el acero extremo a tensión cuando la fibra extrema a compresión alcanza la $\epsilon_c=0.003$. depende de la cuantía de acero. Se toma en cuenta el acero a compresión y/o patines de secciones T.

Controlada por compresión, la sección falla ante bajas deformaciones (rotaciones) es poco dúctil, comportamiento frágil

[10.3.5] Para miembros a flexión no presforzados y miembros no presforzados con carga axial $< 0.10 f_c' A_g$, la deformación unitaria no debe ser menor que 0.004

Esto equivale mas o menos a limitar la cuantía de acero a 0.75 ρ , con el 0.004 es ligeramente más conservador.

[10.3.5.1] El uso de refuerzo a compresión debe permitir en conjunción con el refuerzo adicional a tensión, incrementar en los miembros la resistencia (también tiene un efecto en los desplazamientos)

Cargas axiales y de flexión [10]

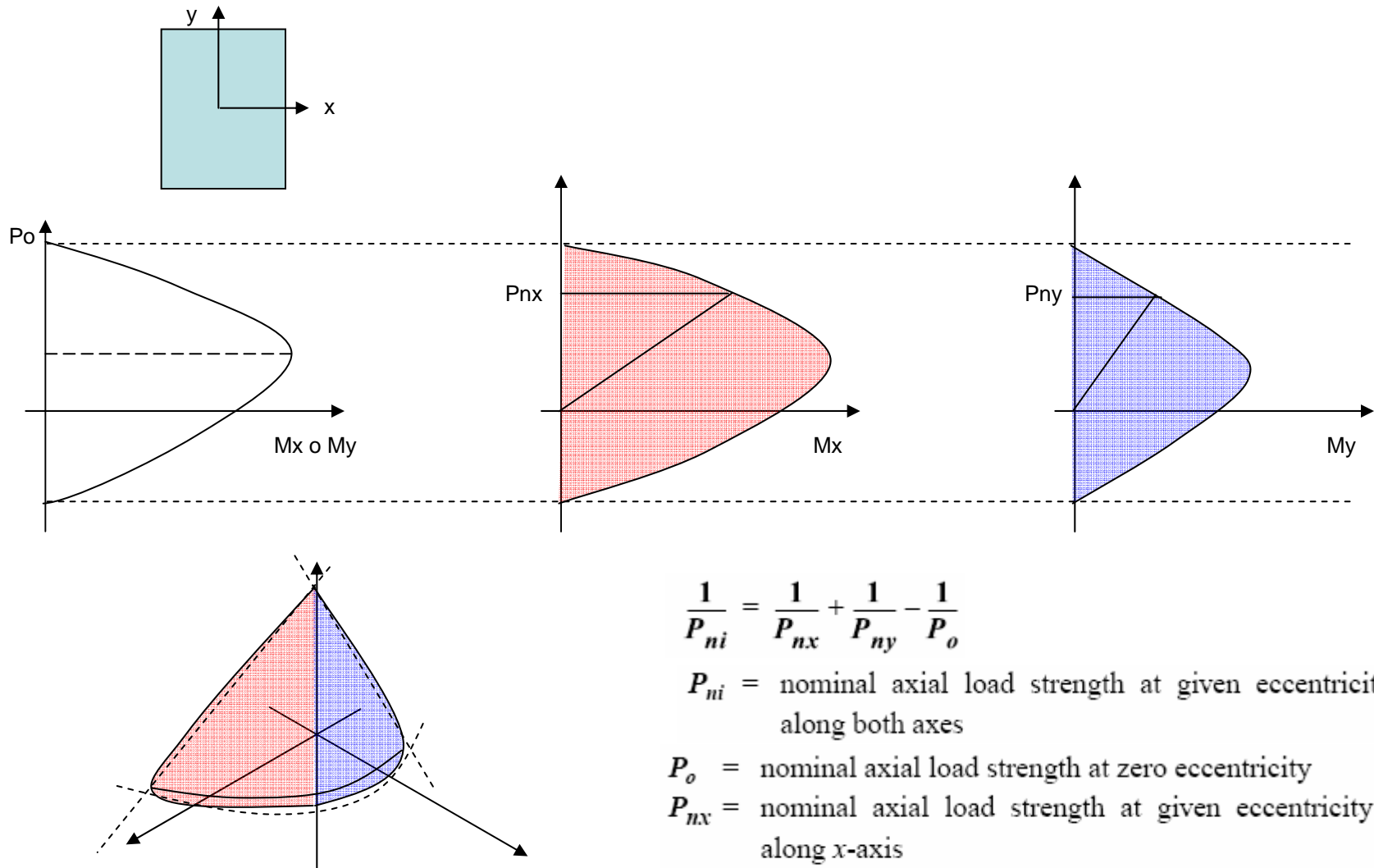
[10.3.6] El diseño de resistencia a carga axial ϕP_n para miembros en compresión no debe ser mayor que $\phi P_{n,max}$

[10.3.6.2] Para elementos no presforzados con refuerzo de **anillos**,

$$\phi P_{n,max} = 0.80\phi(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

El valor máximo ya incluye lo que antes se especificaba como excentricidad accidental.

Cargas axiales y de flexión [10]

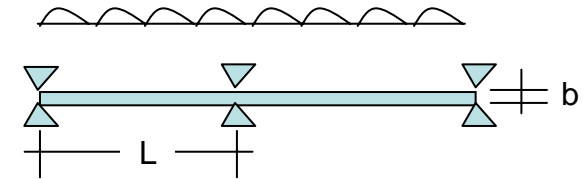


Cargas axiales y de flexión [10]

[10.4] Distancia entre apoyos laterales de elementos sujetos a flexión

[10.4.1] $L \leq 50 b$

En general no es problema si no hay cargas excéntricas



[10.5] Refuerzo mínimo en elementos sujetos a flexión

$$A_{s,min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

Cuando hay muy poco refuerzo a tensión, el momento resistente calculado como una sección reforzada y usando la sección agrietada resulta menor que el correspondiente a la sección sin reforzar calculado con su módulo de ruptura. En ese caso la falla puede ser frágil. Para evitar ese tipo de falla se requiere el refuerzo min.

Esto es especialmente importante en elementos en cantiliver o secciones donde no puede redistribuirse el momento.

Distribución del acero de refuerzo por flexión en vigas y losas en una dirección [10.6]

Por razones de durabilidad y apariencia se prefieren muchas grietas pequeñas que pocas grietas anchas.

Se ha demostrado que a nivel de servicio, el ancho de las grietas es proporcional al esfuerzo en el refuerzo. Las variables importantes que se han identificado son: el recubrimiento y la distribución del acero de refuerzo.

Mejor control del agrietamiento se obtiene cuando el acero de refuerzo está bien distribuido en la zona de máxima tensión en el concreto.

[10.6.4]

El espaciamiento s del refuerzo más cercano a una superficie en tensión no deberá exceder al dado por

$$s = \frac{94,500}{f_s} - 25C_c$$

y no mayor que

$$30(2520/f_s)$$

C_c Es la menor distancia del acero de refuerzo a la cara en tensión

f_s Esfuerzo en el acero de tensión a nivel de servicio, calculado con momento sin factorizar. Puede usarse $2/3 f_y$

El espaciamiento máximo se propone directamente para controlar el agrietamiento

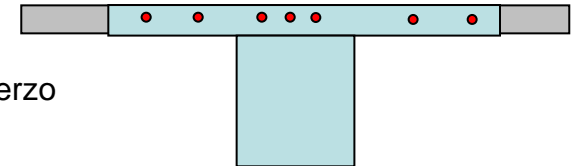
Distribución del acero de refuerzo por flexión en vigas y losas en una dirección [10.6]

[10.6.5]

Las previsiones de 10.6.4 no son suficientes para estructuras sujetas a exposiciones en medios agresivos o cuando se diseñan para ser herméticas al agua. Para tales estructuras se requieren precauciones e investigación especiales.

[10.6.6]

Cuando los patines de las vigas T estén sujetos a tensión, parte del acero de refuerzo de tensión debe distribuirse sobre un ancho efectivo del patín...



[10.6.7]

Cuando el peralte total de una viga o nervadura excede 90 cm el refuerzo longitudinal superficial debe distribuirse uniformemente a lo largo de ambas caras del elemento. El refuerzo superficial debe extenderse en $h/2$ desde la cara de tensión. El espaciamiento del refuerzo debe estar de acuerdo con [10.6.4]. . . .

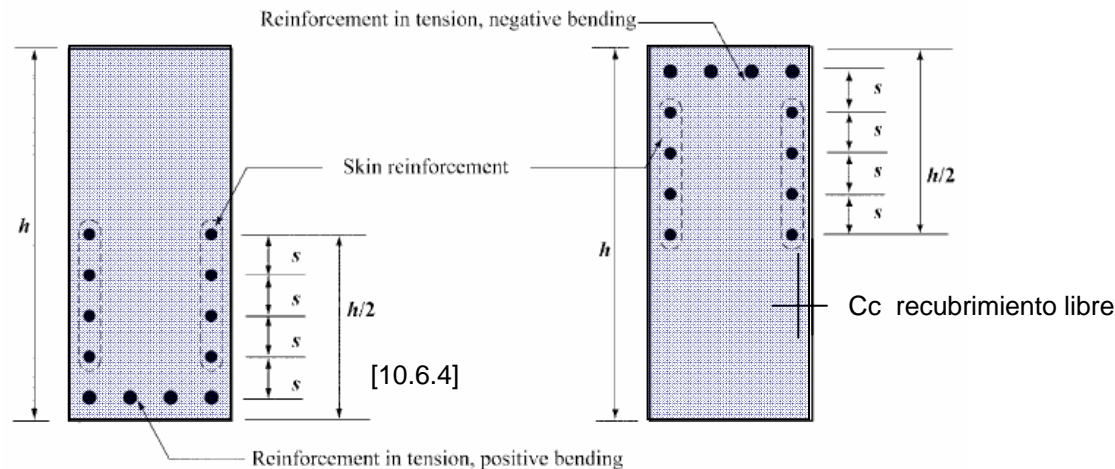
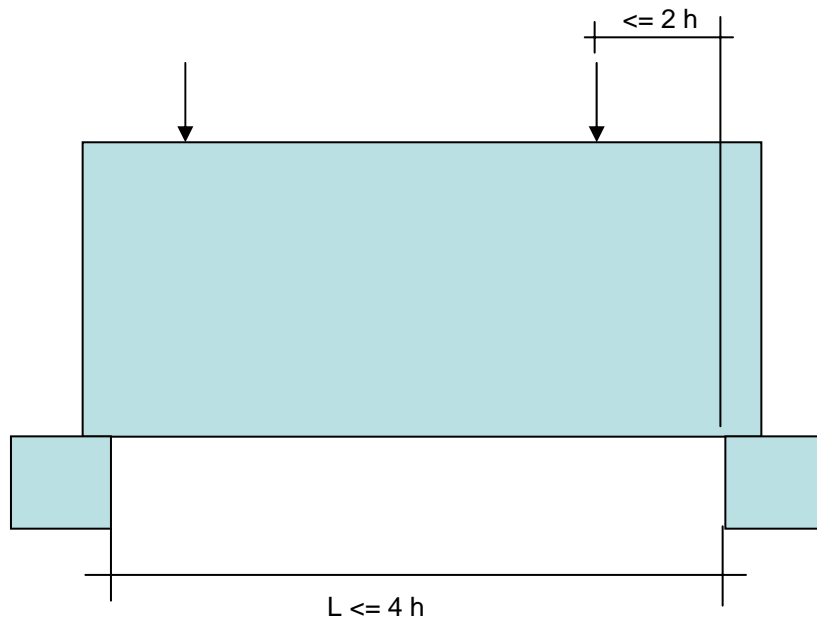


Fig. R10.6.7—Skin reinforcement for beams and joists with $h > 36$ in.

puede incluirse el acero superficial
En la resistencia del elemento

La cantidad del refuerzo superficial no se indica importa mas la Distribución tipicamente con v#3

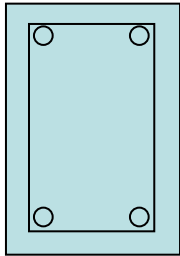
Elementos de grán peralte [10.7]



Deben diseñarse toando en cuenta una distribución no lineal de esfuerzo – deformación o bien mediante la teoría de puntal y tensor

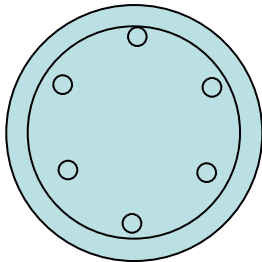
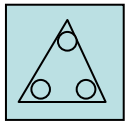
Se debe proporcionar refuerzo mínimo según [10.5], refuerzo cortante según [11.8]

Limites de acero de refuerzo para elementos sujetos a compresión [10.9]



$$A_s < 0.08 A_g$$
$$A_s > 0.01 A_g$$

Mínimo 4 varillas en anillos rectangulares
3 en anillos triangulares
6 varillas confinadas por espirales



$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Refuerzo volumétrico

A_{ch} área del núcleo medido hasta el paño exterior de la espiral

f_{yt} esfuerzo de fluencia del acero de la espiral

Efectos de esbeltez en elementos sujetos a compresión [10.10]

[10.10.1]

Con excepción de lo permitido en 10.10.2 el diseño de elementos a compresión, vigas de contención y otros elementos de soporte, se debe basar en fuerzas factorizadas y en los momentos de un análisis de segundo orden tomando en cuenta las características no lineales y el agrietamiento de los materiales así como los efectos de curvatura y el desplazamiento de entrepiso la duración de las cargas, la contracción y la fluencia y la interacción con la cimentación de apoyo....

[10.10.2]

Alternativamente el diseño se puede fundamentar el diseño de elementos a compresión en las fuerzas axiales y en momentos de los análisis descritos en 10.11

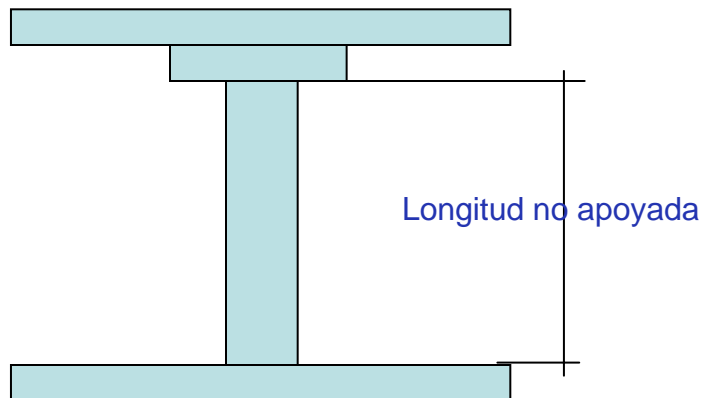
[10.11.1]

Las fuerzas axiales factorizadas P_u , los momentos factorizados M_1 y M_2 en los extremos de la columna y cuando se requiera los desplazamientos laterales de piso Δ_o serán calculadas utilizando un análisis de marco elástico de primer orden con las propiedades de la sección, determinadas tomando en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de zonas agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de duración de las cargas.

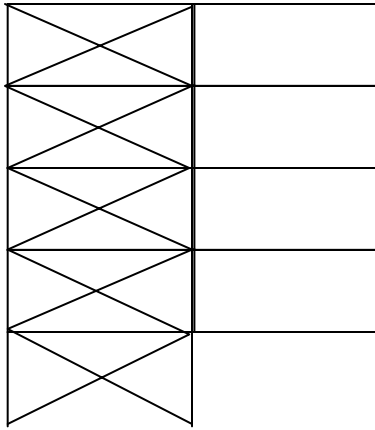
Alternativamente se pueden utilizar las siguientes propiedades de los elementos de la estructura:

Efectos de esbeltez en elementos sujetos a compresión [10.10]

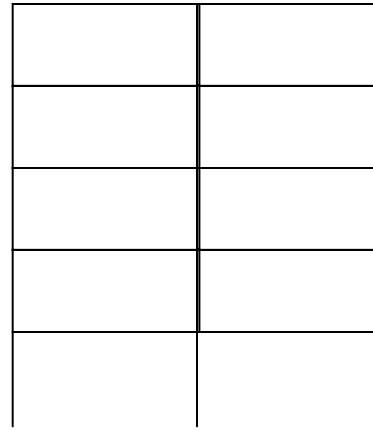
- (a) Modulus of elasticity E_c from 8.5.1
- (b) Moments of inertia, I
- | | |
|----------------------------------|-----------|
| Beams..... | $0.35I_g$ |
| Columns..... | $0.70I_g$ |
| Walls—Uncracked | $0.70I_g$ |
| —Cracked | $0.35I_g$ |
| Flat plates and flat slabs | $0.25I_g$ |
- (c) Area..... $1.0A_g$



Marcos contraventeados y no contraventeados



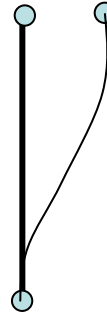
Marcos contraventeados



Marcos no contraventeados

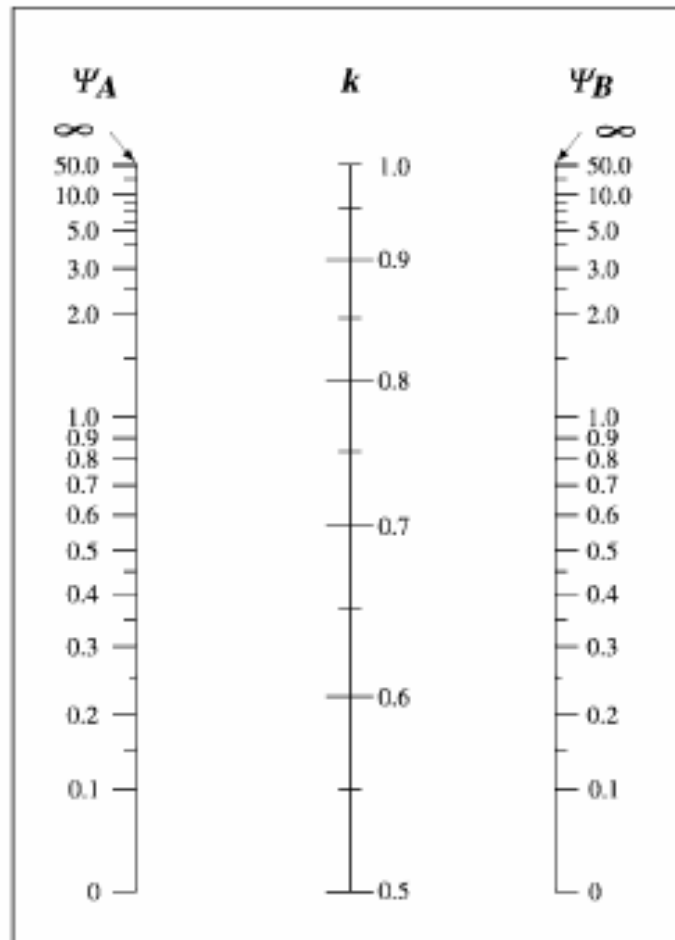


Desplazamiento relativo restringido



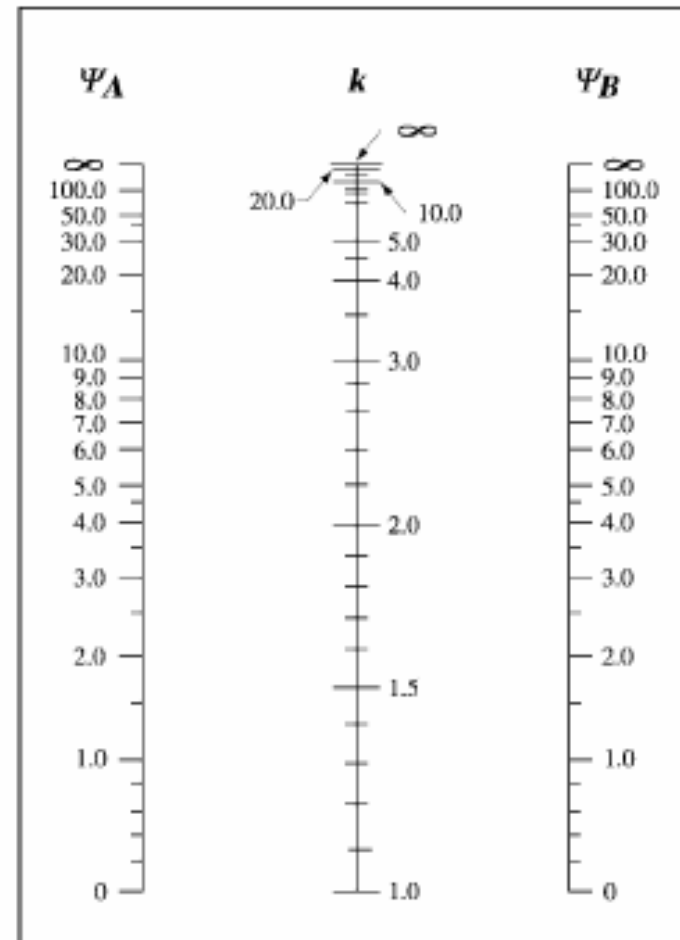
Desplazamiento relativo permitido

Factores de longitud efectiva



(a)
Nonsway Frames

Desplazamiento relativo restringido



(b)
Sway Frames

Desplazamiento relativo permitido

Momentos amplificados Marcos contraventeados [10.12]

Se pueden ignorar los efectos de esbeltez si

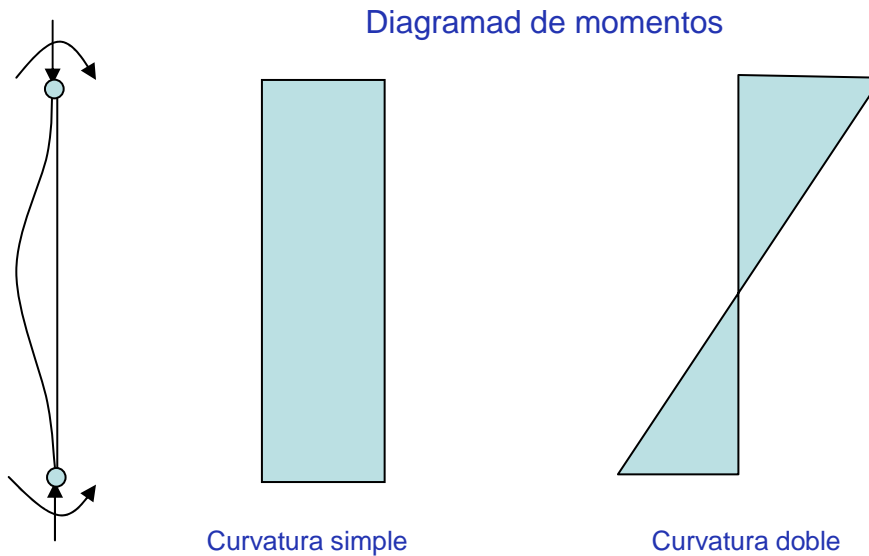
$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12(M_1/M_2) \quad [34 - 12M_1/M_2] < 40$$

$M_1/M_2 > 0$ si se flexiona en curvatura simple

[10.12.3]

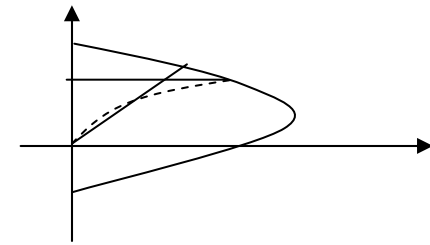
Los miembros en compresión deberán diseñarse para la carga axial factorizada P_u y el momento deberá amplificarse para los efectos de curvatura del elemento M_c

Momentos amplificados Marcos contraventeados [10.12]



Consideración inicial para el cálculo del factor de amplificación
 El diagrama de momentos requiere de una corrección en el caso en que
 Los momentos son distintos en los extremos de la columna e incluso se llega
 a curvatura doble

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$



$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

Factor de amplificación local

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2}$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

$$M_{2,min} = P_u (0.6 + 0.03h)$$

Momentos amplificados Marcos no contraventeados [10.13]

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

Observar que M_{1ns} y M_{2ns} contienen los factores de amplificación locales y ahora los momentos debidos a las cargas que generan desplazamientos laterales se les aplica un factor de amplificación global

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s$$

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} l_c}$$

Q índice de estabilidad de un entrepiso
 l_c es la altura de entrepiso

Alternativamente

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} \geq M_s$$