

Reglamento para las Construcciones de Concreto ACI 318-05

Capítulo 21: Disposiciones Especiales para Diseño Sísmico

Sergio M. Alcocer

*Director del ACI Internacional, miembro del comité ACI
318 y presidente del comité ACI 374*

Director, Instituto de Ingeniería, UNAM



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**

Contenido

- ***21.1 Definiciones***
- ***21.2 Requisitos generales***
- ***21.3 Elementos a flexión en marcos especiales (marcos dúctiles)***
- ***21.4 Elementos a flexocompresión en marcos especiales***
- ***21.5 Juntas de marcos especiales***
- ***21.6 Marcos especiales prefabricados***
- ***21.7 Muros estructurales y vigas de acoplamiento***

Contenido, cont

- ***21. 8 Muros estructurales especiales prefabricados***
- ***21.9 Diafragmas y armaduras***
- ***21.10 Cimentaciones***
- ***21.11 Elementos no designados como parte del sistema resistente a fuerzas laterales***
- ***21.12 Requisitos para marcos intermedios***
- ***21.13 Muros estructurales intermedios***

21.2 - Requisitos generales

- ***Requisitos basados en disipación de energía en el intervalo no lineal de comportamiento***
- ***Zonas de bajo peligro: 1-18 y 22***
- ***Peligro intermedio o niveles intermedios de desempeño: marcos especiales o intermedios; cualquier tipo de muro (ordinario, intermedio o especial)***
- ***Peligro alto o altos niveles de desempeño: marcos especiales, muros especiales, diafragmas y armaduras***

- ***Mismos factores de reducción de resistencia***
- ***Concretos normales: f'_c no menores que 210 kg/cm²***
- ***Concretos ligeros: no menores que 350 kg/cm²***
- ***Acero de refuerzo: ASTM 706 o ASTM 615***
- ***Acero de refuerzo transversal no debe exceder 4200 kg/cm²***

- ***Empalmes mecánicos: Tipos 1 y 2***
 - ***Tipo 1: debe cumplir 12.14.3.2; no se deben colocar dentro de una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara de la columna o viga, o bien desde las secciones donde es más probable la fluencia del refuerzo***
 - ***Tipo 2: además de 12.14.3.2, debe ser capaz de resistir la resistencia a tensión de la barra; se pueden colocar en cualquier parte***

- ***Empalmes soldados***
 - ***Deben satisfacer 12.14.3.4 y no se deben colocar dentro de una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara de la columna o viga, o bien desde las secciones donde es más probable la fluencia del refuerzo***
 - ***No se debe soldar ningún elemento al refuerzo longitudinal***

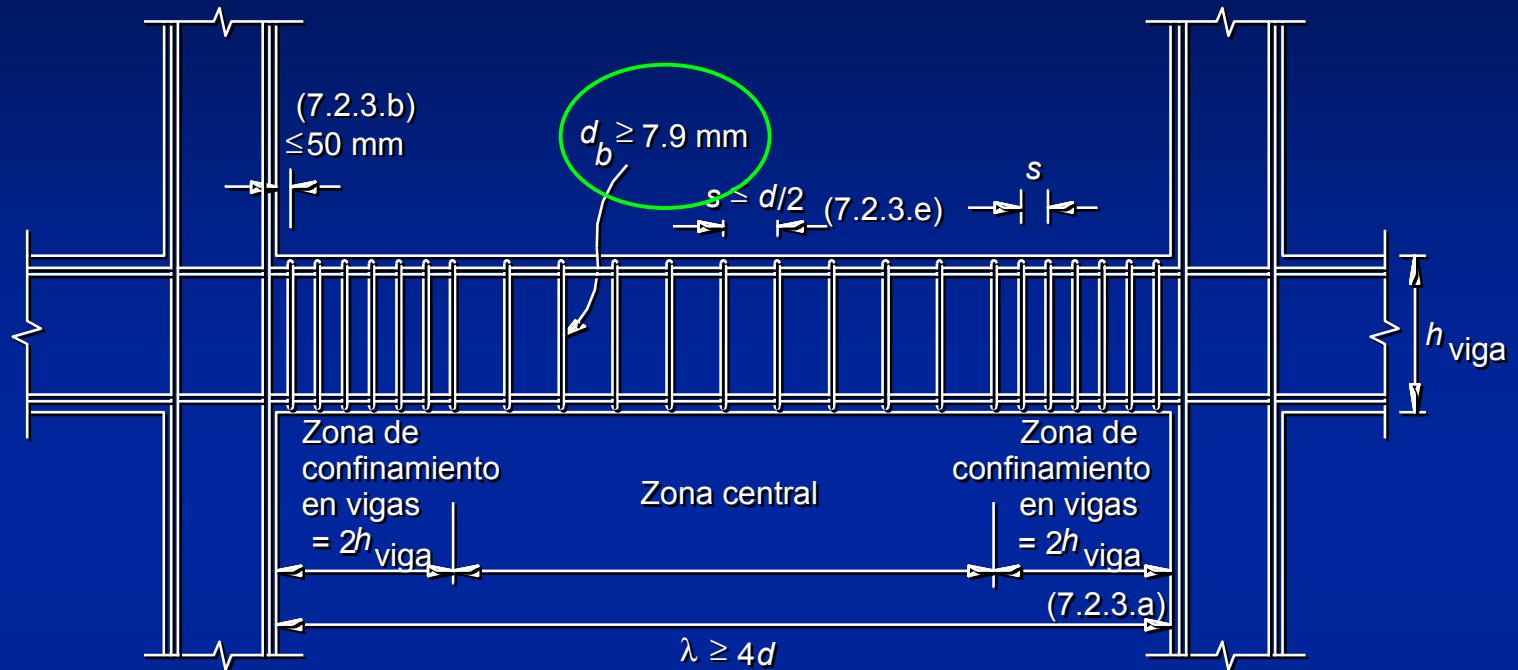
- ***Anclaje al concreto***
 - ***La resistencia de los anclajes a fuerzas inducidas por sismos en estructuras localizadas en regiones de moderado y alto peligro sísmico, o diseñadas para comportamiento sísmico alto o intermedio deberán diseñarse conforme a D.3.3 del apéndice D***

21.3 - Elementos a flexión en marcos especiales

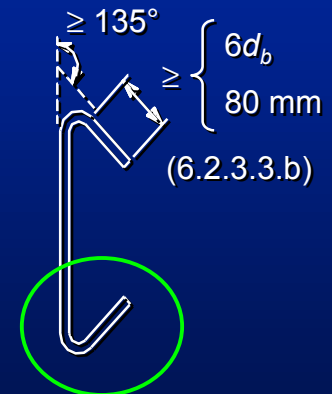
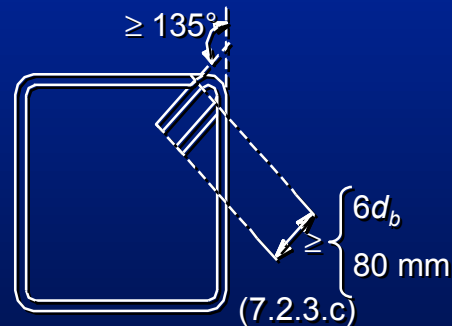
- ***Requisitos geométricos en función de carga axial, claro, escuadría (relación anchura/peralte) y límites para vigas más anchas que columnas***

- ***Refuerzo longitudinal***
 - ***Mínimo: $200 b_w d / f_y$***
 - ***Máximo: 0.025***
 - ***Relaciones entre M^+ y M^-***
 - ***Traslapes sólo con estribos (cerrados) o zunchos, separados a $d/4$ o 100 mm***
 - ***NO se permiten traslapes en juntas***
 - ***Dentro de una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde la junta***
 - ***Donde se espera fluencia***
 - ***Se permite el uso de empalmes mecánicos***

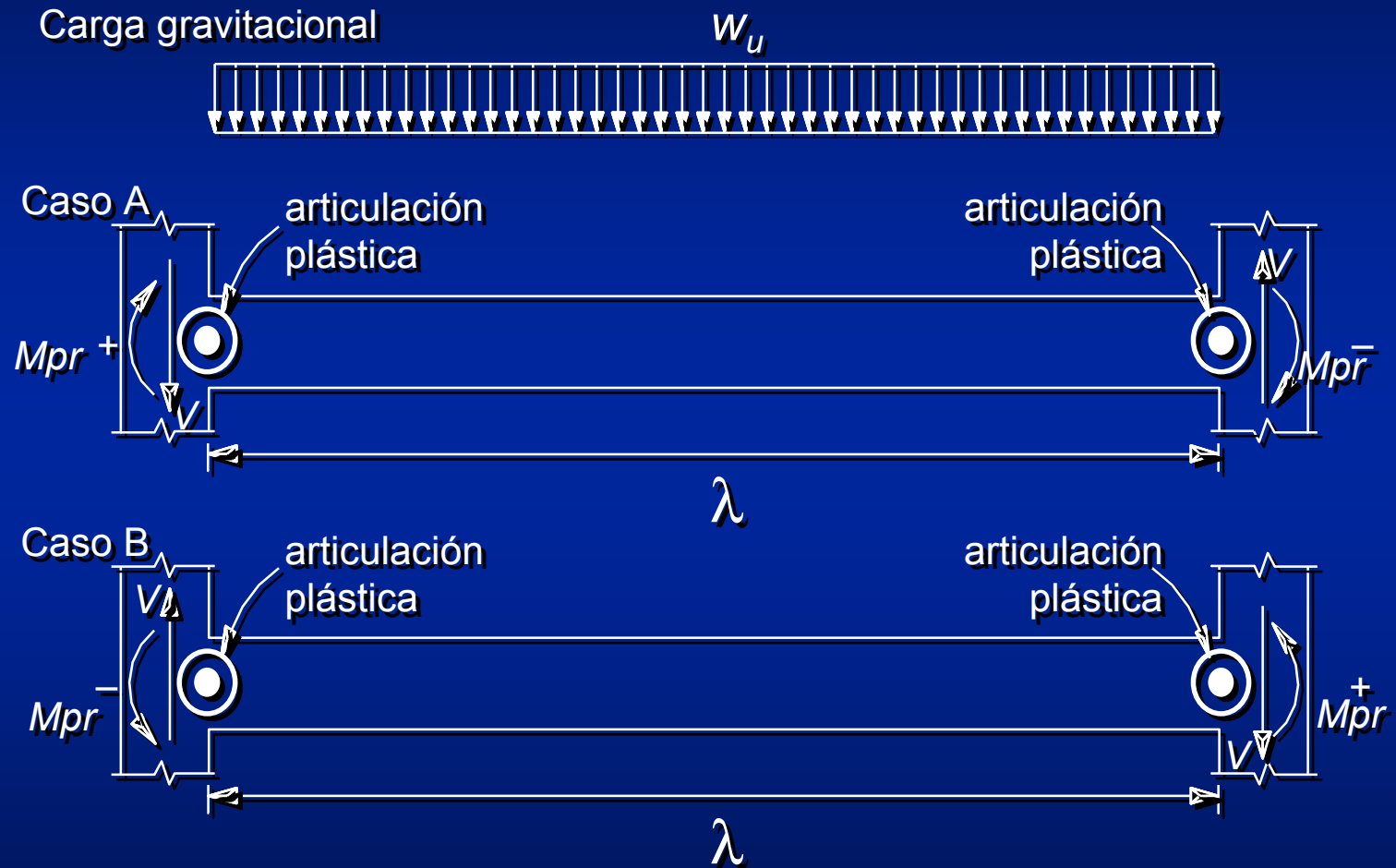
- **Refuerzo transversal**
 - **Estribos cerrados con ganchos a 135 grados**
 - **En una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde la cara del soporte y hacia el centro del claro en ambos extremos de la viga**
 - **En una distancia igual a dos veces el peralte del elemento a ambos lados de la sección donde es probable que ocurra fluencia debido a los desplazamientos laterales en el intervalo inelástico**
 - **Separaciones**
 - **$d/4$**
 - **8 diámetro de la barra longitudinal más delgada**
 - **24 veces el diámetro del estribo**
 - **300 mm**
 - **Cuando no se requiera, la separación es $d/2$**



$$s \leq \begin{cases} d_{viga} / 4 \\ 8d_b \quad (d_b = \text{diámetro de la barra longitudinal más gruesa}) \\ 24 d_{b, \text{estribo}} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad (7.2.3.b)$$



Fuerza cortante de diseño en vigas



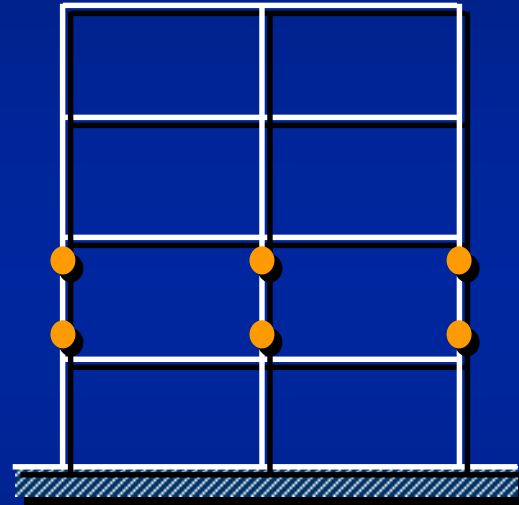
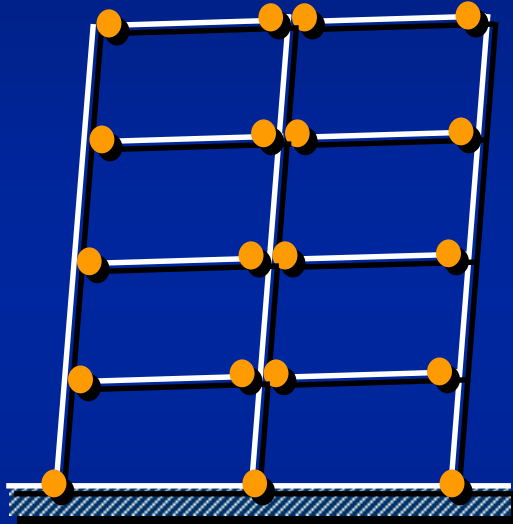
$V_c = 0$ si V_{sismo} es al menos $0.5 V_u$ **y** si P_u es menor que $A_g f'_c / 20$

21.4 - Elementos a flexocompresión de marcos especiales

- ***Columnas: P_u
mayor que A_g
 $f'_c/10$***
- ***Requisitos
geométricos***
- ***Columna fuerte –
viga débil***

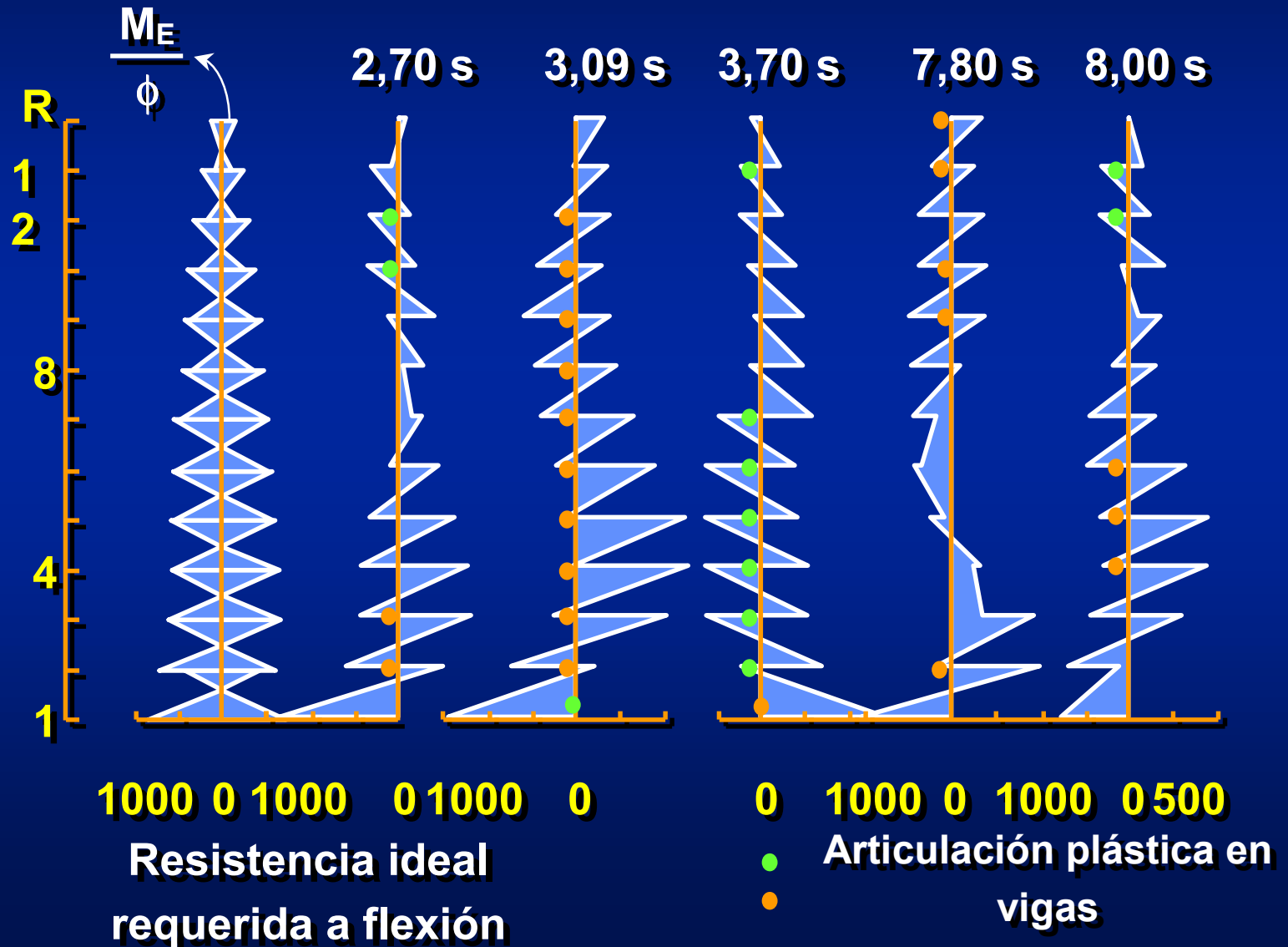


Mecanismo plástico: viga débil - columna fuerte



$$\Sigma M_{nc} \geq 6/5 \Sigma M_{nb}$$

¿ El valor de 6/5 asegura el mecanismo plástico propuesto ?



- ***Refuerzo longitudinal***
 - ***Mínimo: $0.01 A_g$***
 - ***Máximo: $0.06 A_g$***
 - ***Se permite el uso de empalmes mecánicos***
 - ***Empalmes: sólo en el tramo central, diseñados como traslapes a tensión y confinados por refuerzo transversal***

- **Refuerzo transversal**
 - **Zunchos: cuantía volumétrica**

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yt}$$

- **Estribos: área**

$$A_{sh} = 0.3 \left(s b_c f'_c / f_{yt} \right) \left[\left(A_g / A_{ch} \right) - 1 \right]$$

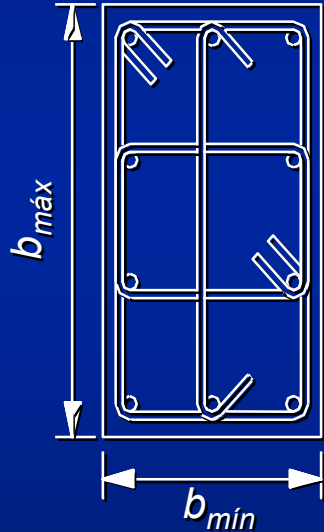
$$A_{sh} = 0.09 s b_c f'_c / f_{yt}$$

- **Separaciones**

- **Un cuarto de la menor dimensión**
 - **6 diámetro de la barra longitudinal**
 - **s_o**

$$s_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right)$$

Detallado de columnas



$$\frac{b_{\min}}{b_{\max}} \geq 0.4$$

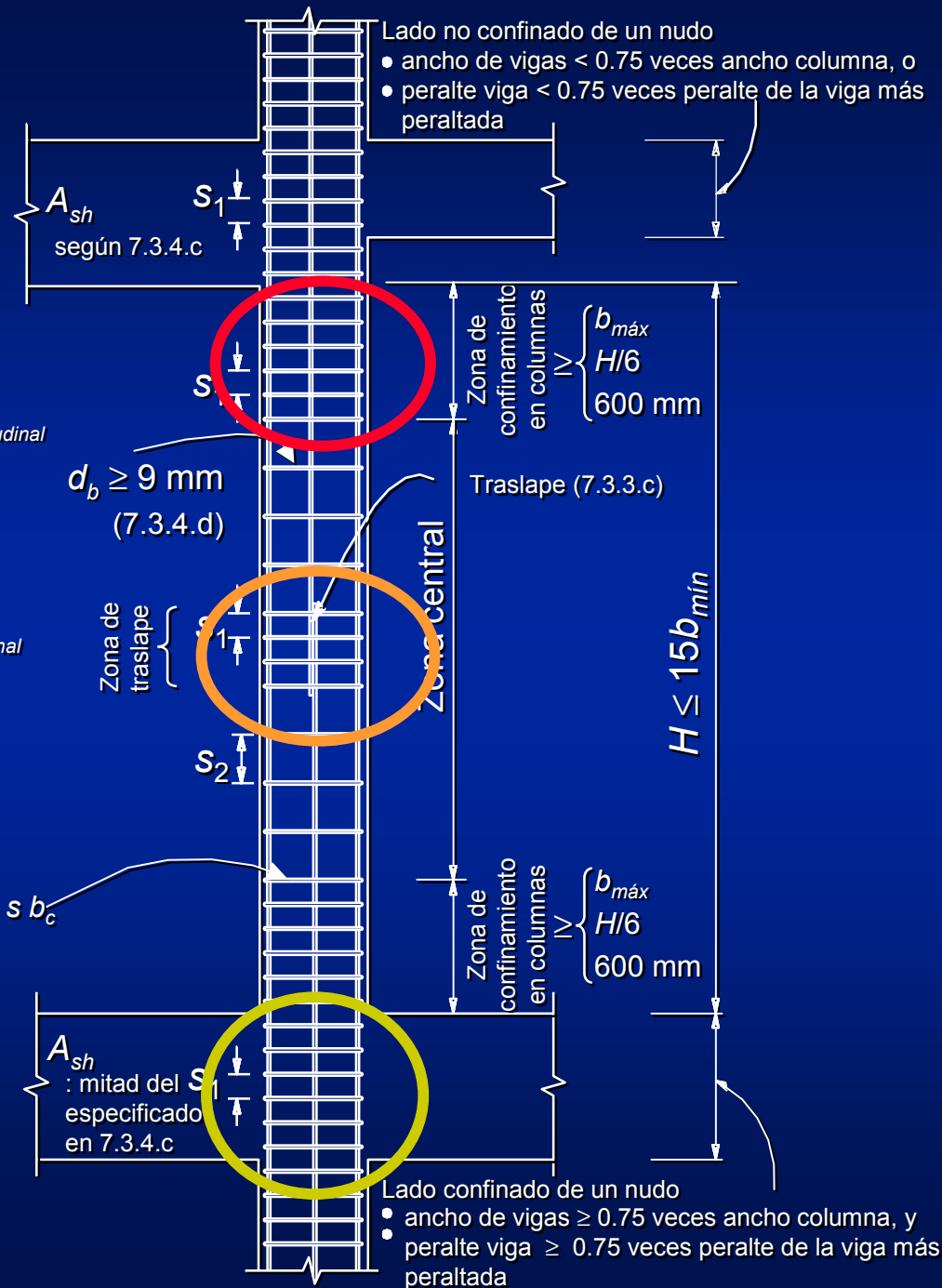
$$b_{\max}$$

$$b_{\min} \geq 300 \text{ mm}$$

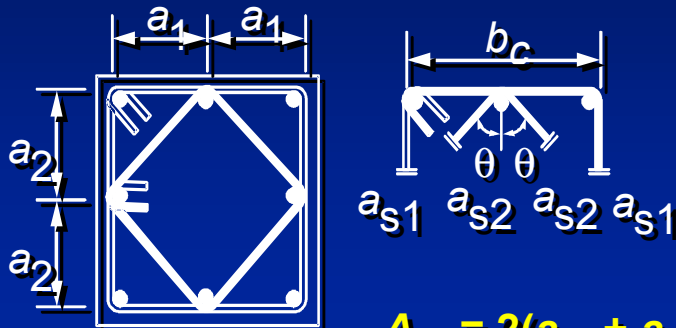
$$s_1 \leq \begin{cases} \text{a) } b_{\min} / 4 \\ \text{b) } 6d_{b, \text{longitudinal}} \\ \text{c) } 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (7.3.4.d)$$

$$s_2 \leq \begin{cases} 850d_{b, \text{longitudinal}} / \sqrt{f_y} \\ 48d_{b, \text{estribo}} \\ b_{\min} / 2 \end{cases} \quad (6.2.3)$$

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} \right) \left[\frac{f_c'}{f_{yh}} \right] s b_c \\ 0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \end{cases} \quad (7.3.4.c.2)$$

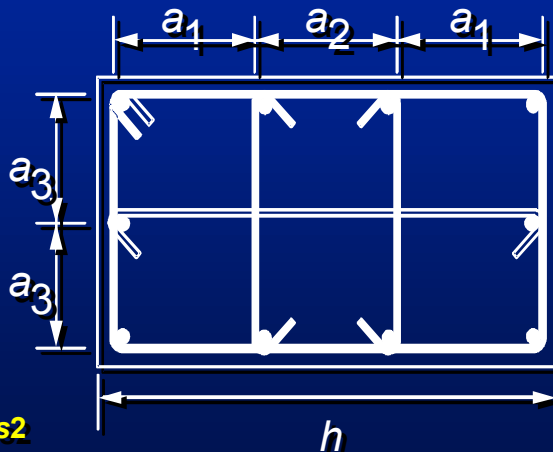
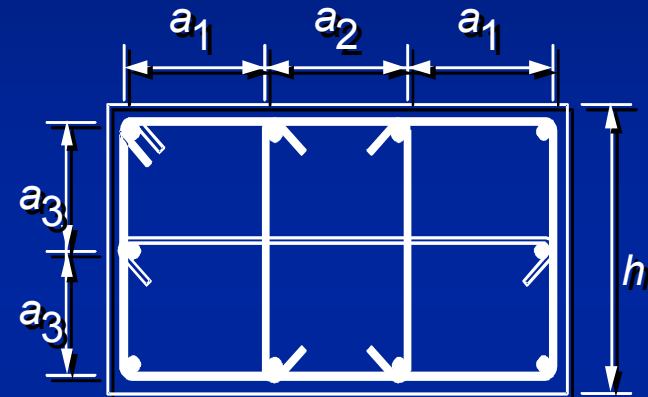


Cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión



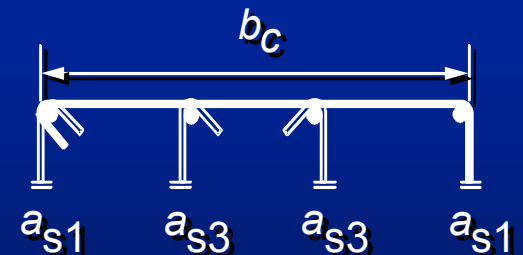
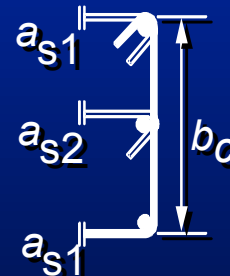
$$A_{sh} = 2(a_{s1} + a_{s2} \cos \theta)$$

$$a_i \leq 450 \text{ mm}$$



$$A_{sh} = 2a_{s1} + a_{s2}$$

$$a_i \leq 250 \text{ mm}$$



$$A_{sh} = 2(a_{s1} + a_{s3})$$

$$a_i \leq 250 \text{ mm}$$

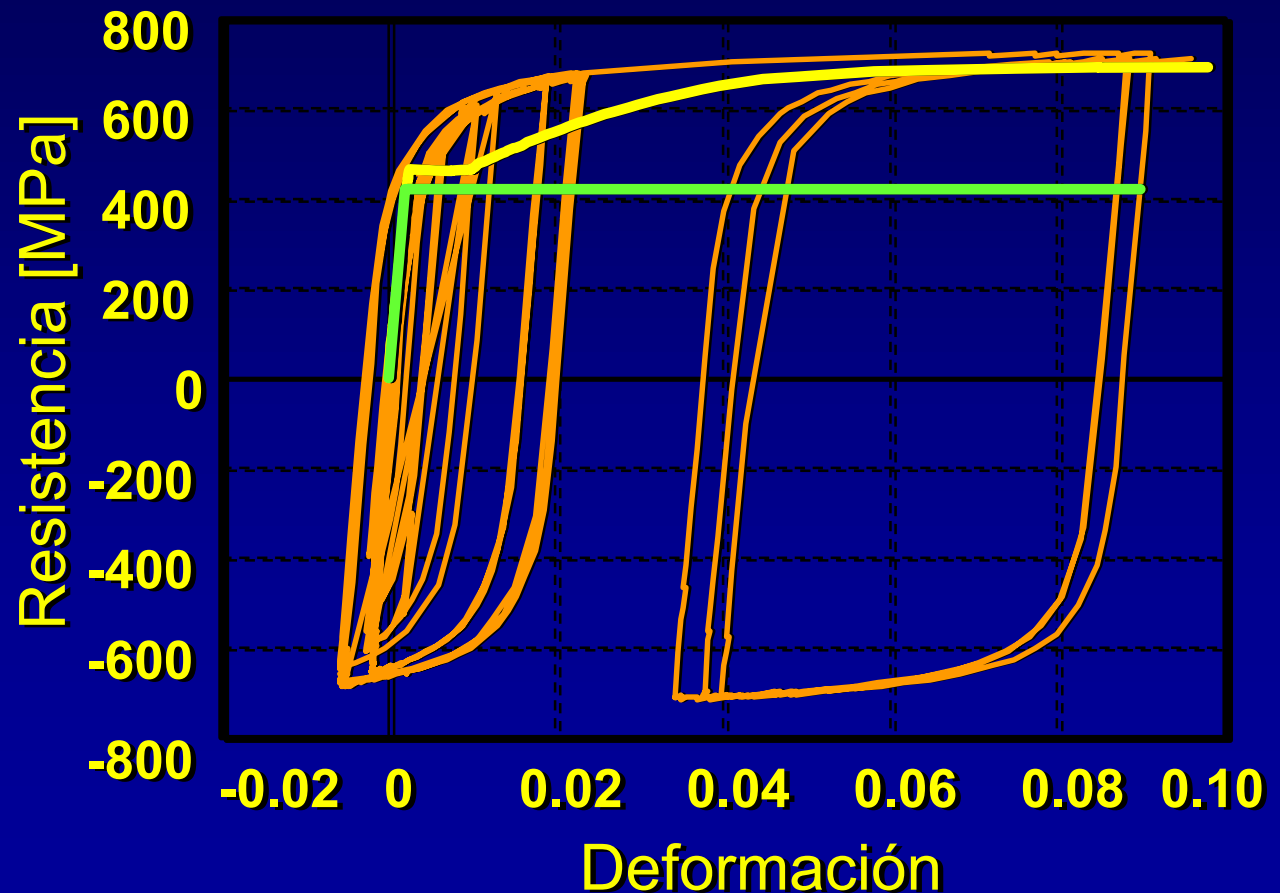
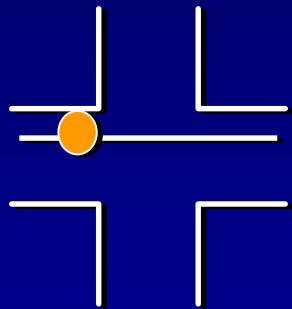
- ***Diseño por fuerza cortante***

- V_e y M_{pr}

- $V_c = 0$

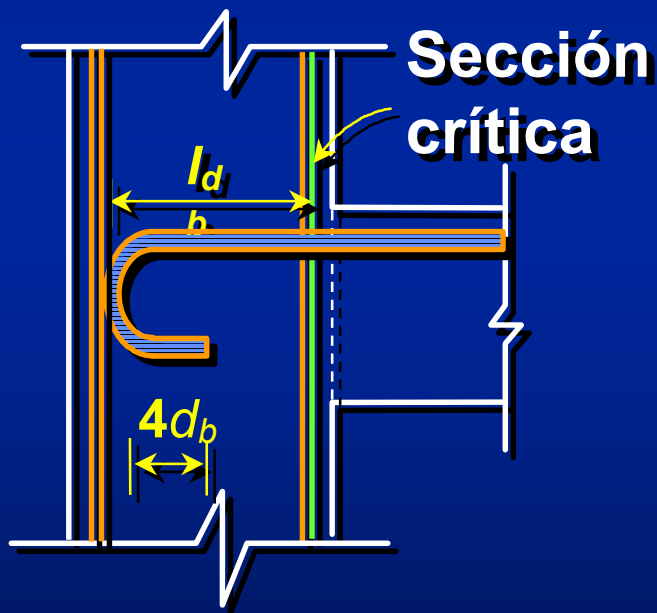
21.5 - Juntas de marcos especiales

Factor: $\alpha \geq 1.25$

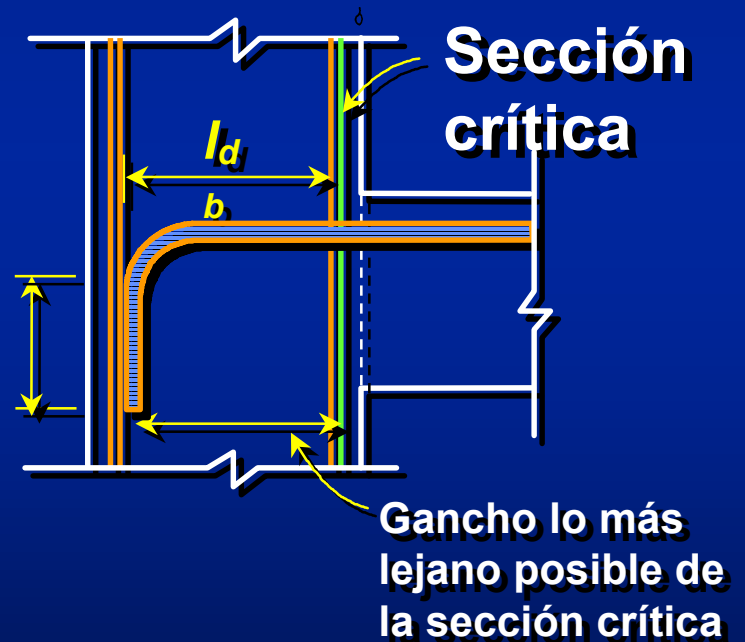


Requisitos de anclaje

Anclaje de barras con dobleces (90° ó 180°)

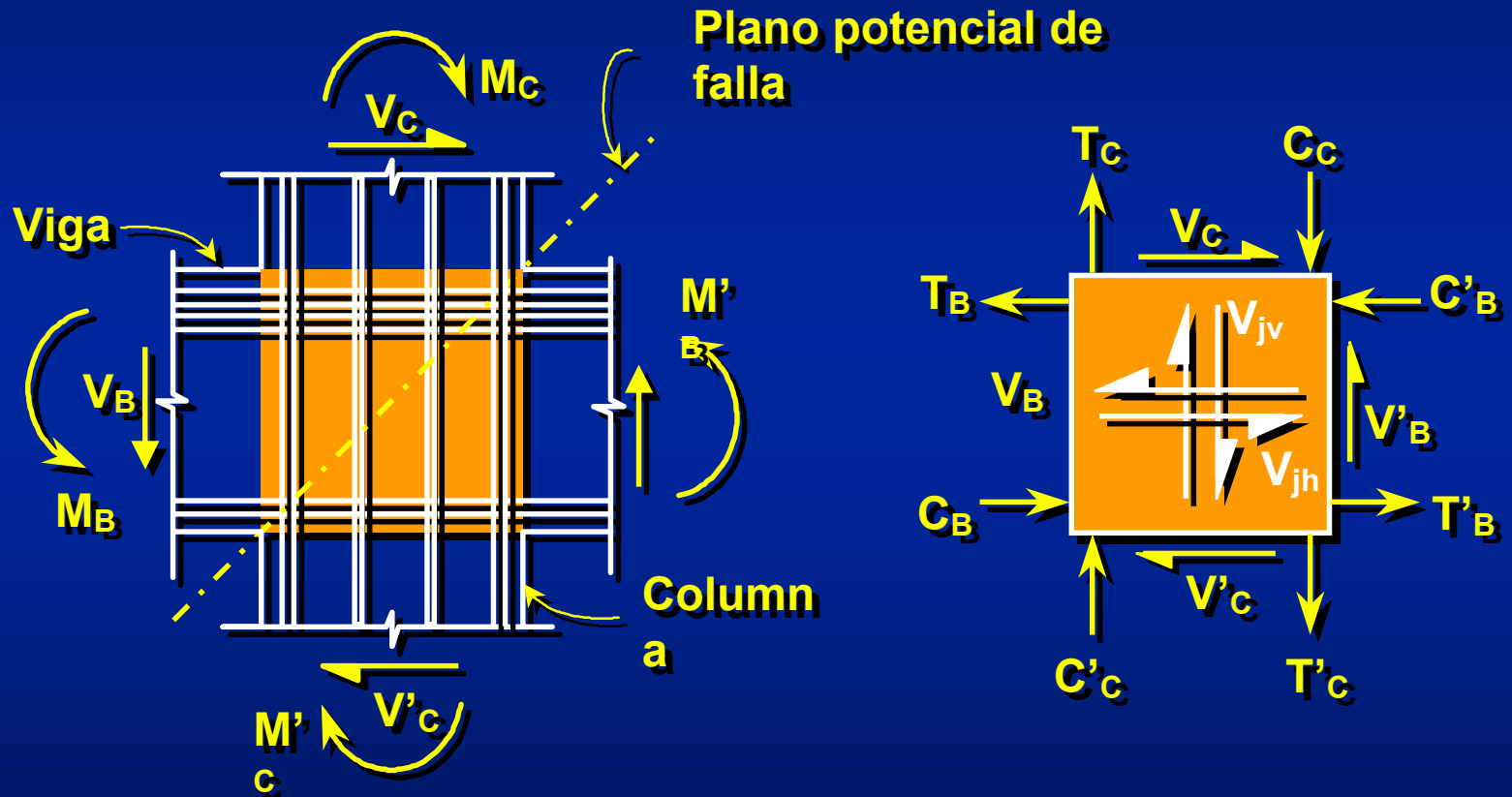


$12d_b$
(gancho a 90°)

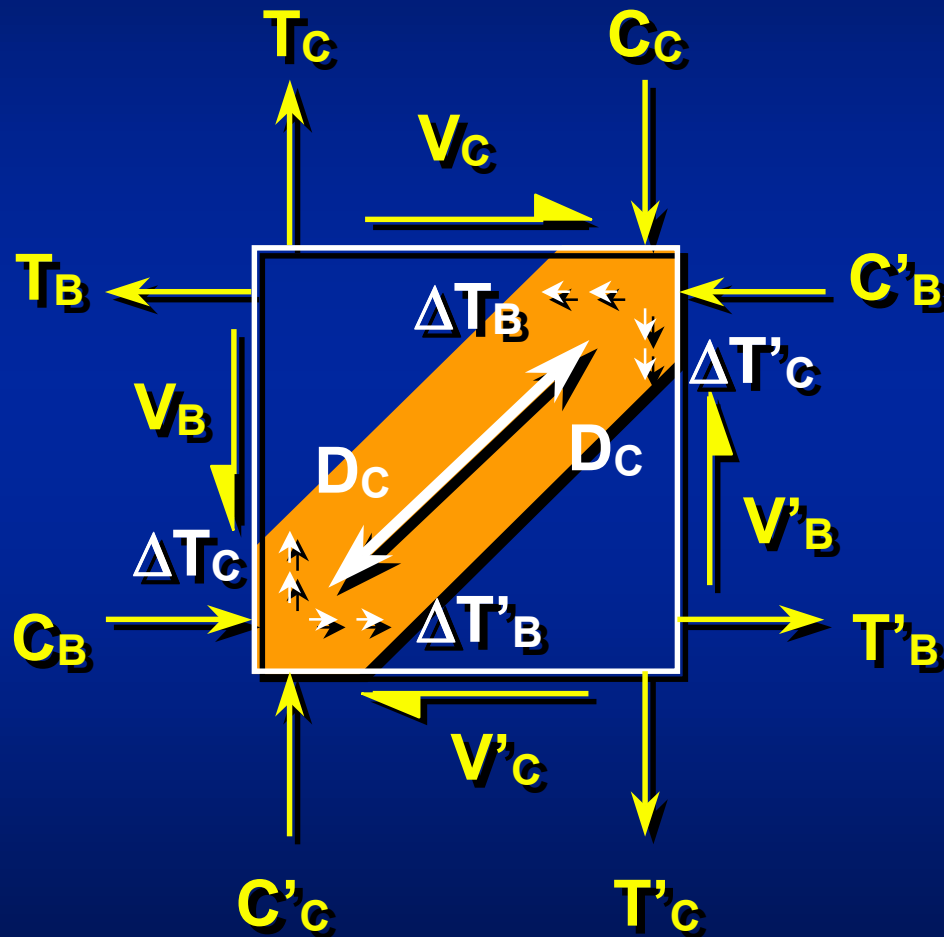


$$L_{db} = 0.24d_b f_y \sqrt{f_c'} \quad , \quad \text{usar MPa y mm}$$

Mecanismos de transferencia de cortante



Mecanismos de transferencia de cortante



Resistencia a cortante de la unión vs. resistencia del concreto

Modo de Falla

Cortante en el nudo

Cortante en el nudo después de la articulación de viga

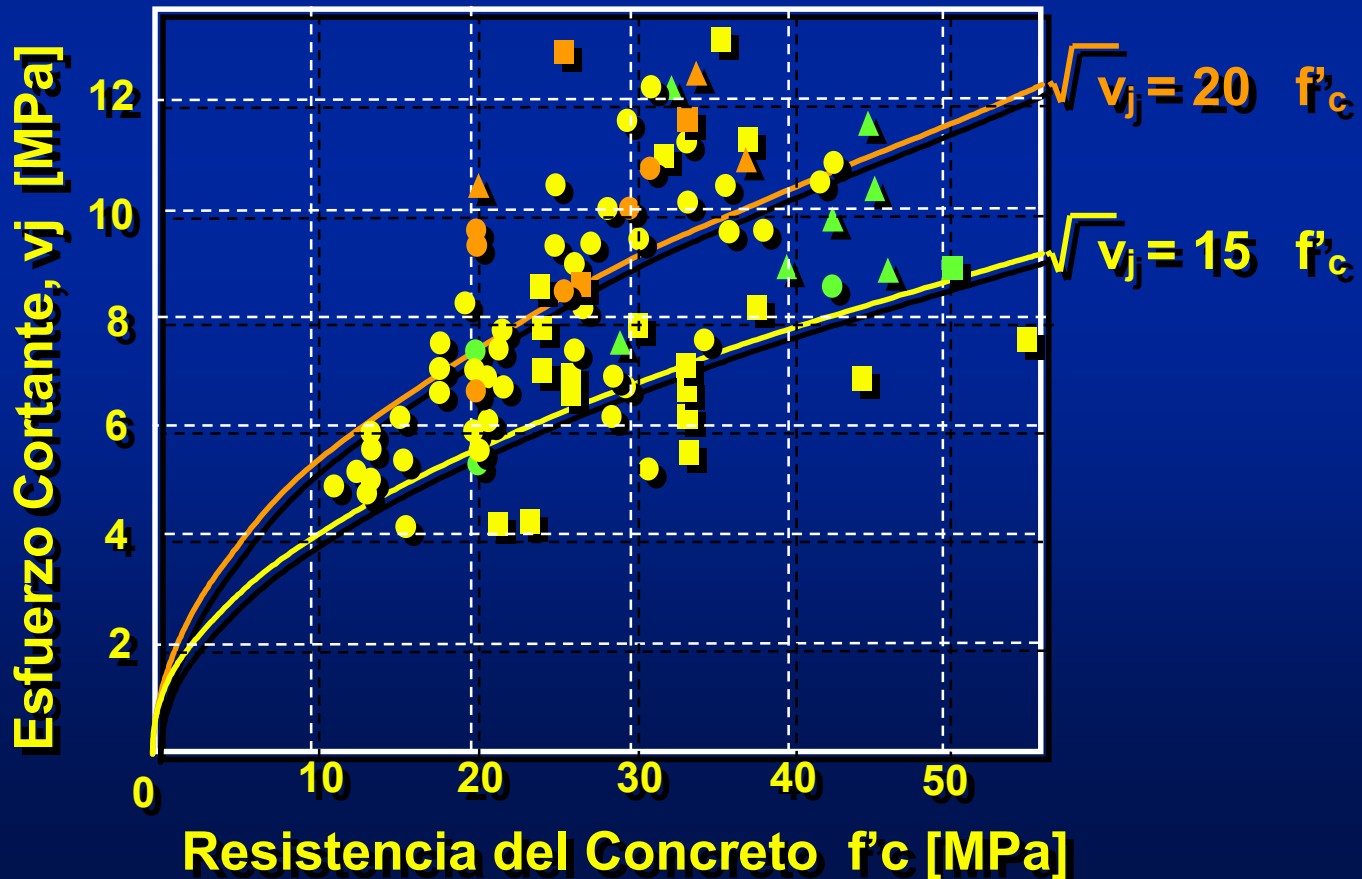
Viga a flexión

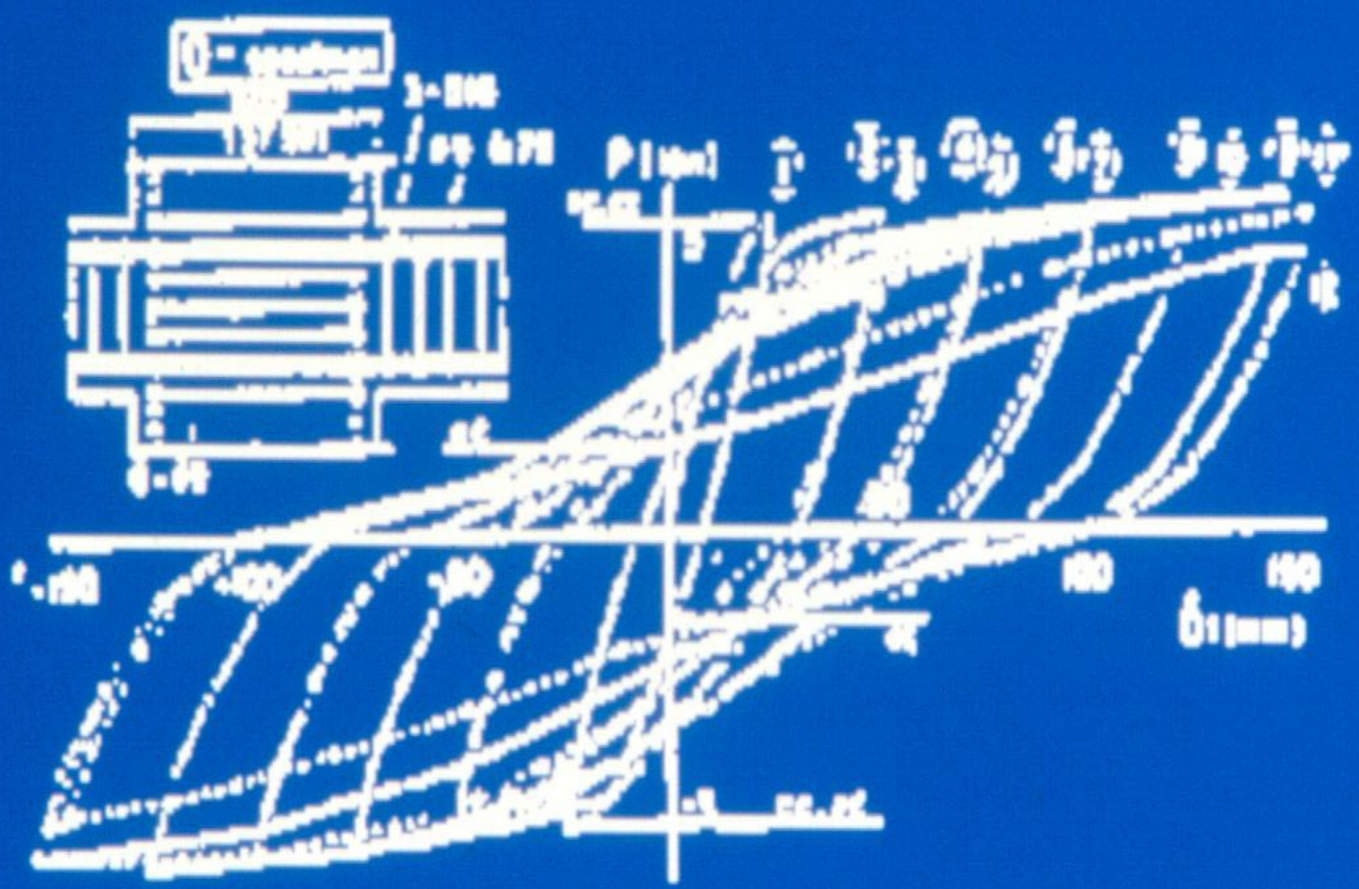
Número de Vigas

2

1

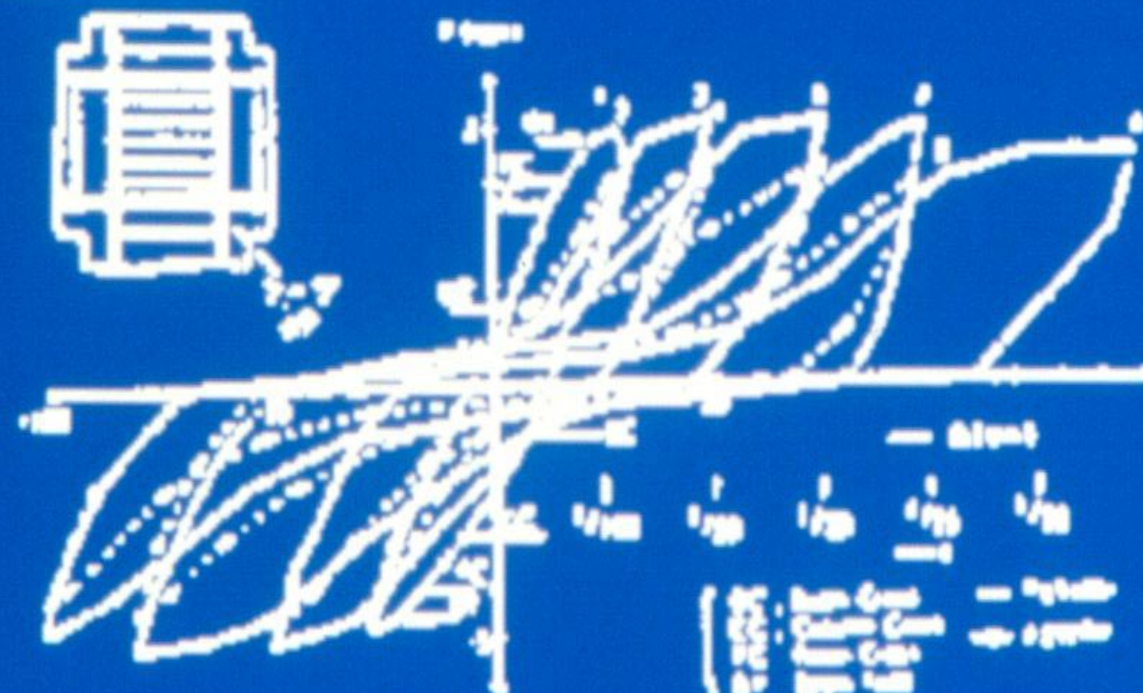
0





$\frac{h_c}{d} = 37$

Am. Speech



$$\frac{h_c}{d_b} = 18.8$$

Longitud de desarrollo de barras que atraviesan el nudo

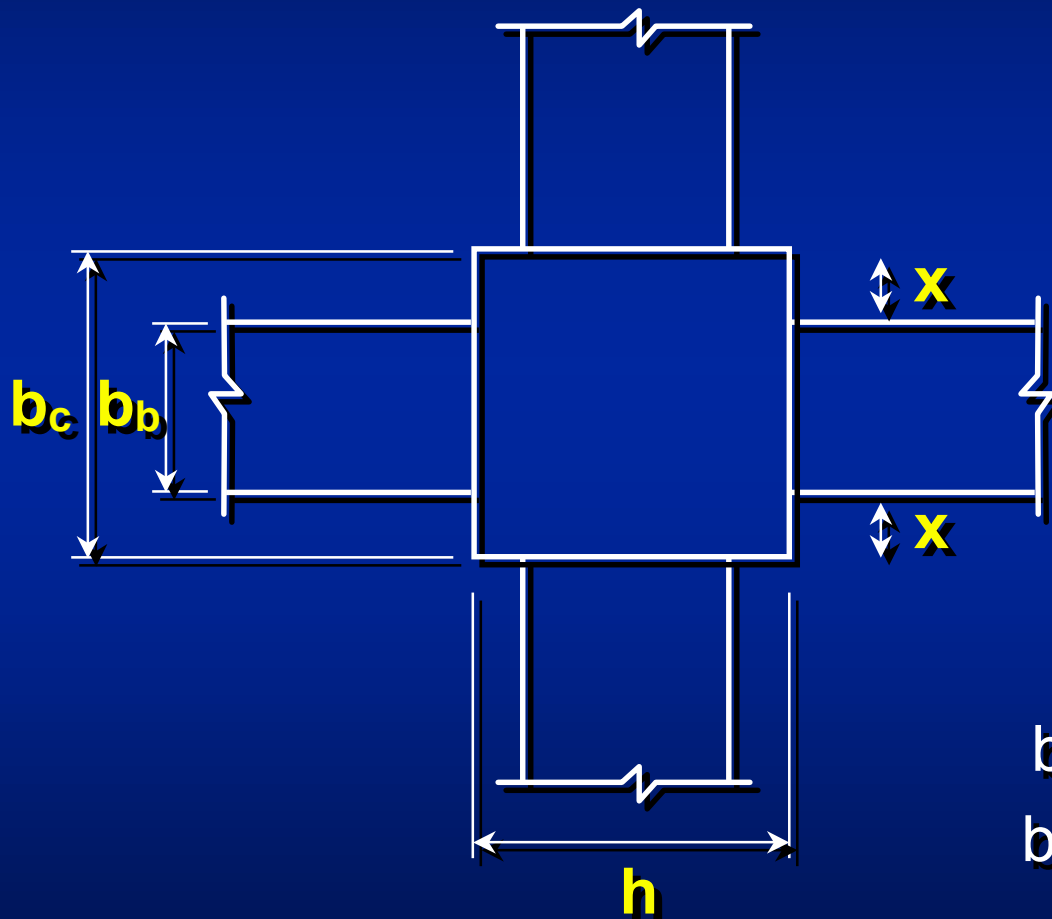
- Unión: distorsión angular de 0.03 para evitar la extracción

$$h_{\text{(columna)}} / d_b \text{ (Barras en viga)} \geq 20$$

$$h_{\text{(viga)}} / d_b \text{ (Barras en columna)} \geq 20$$

basado en $f'_c = 25$ a 35 MPa (250 a 350 kg/cm²)

Área de cortante

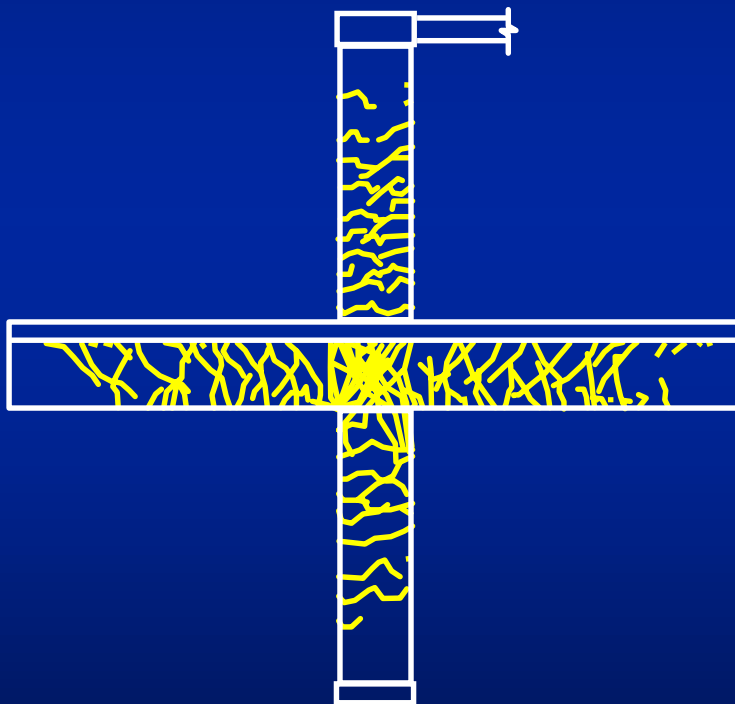


$$b_j = b + h$$

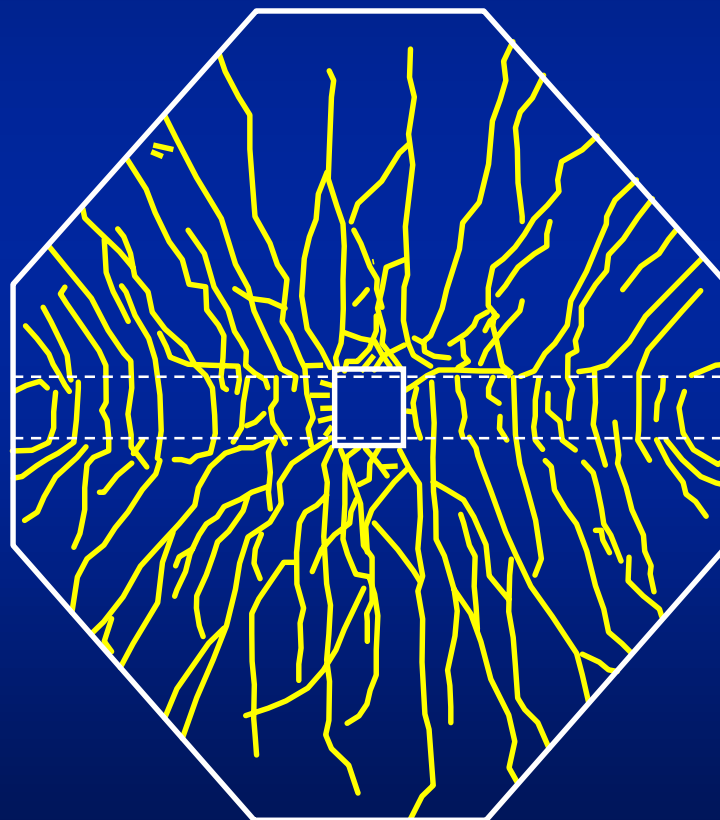
$$b_j = b + 2x$$

Patrón de agrietamiento final

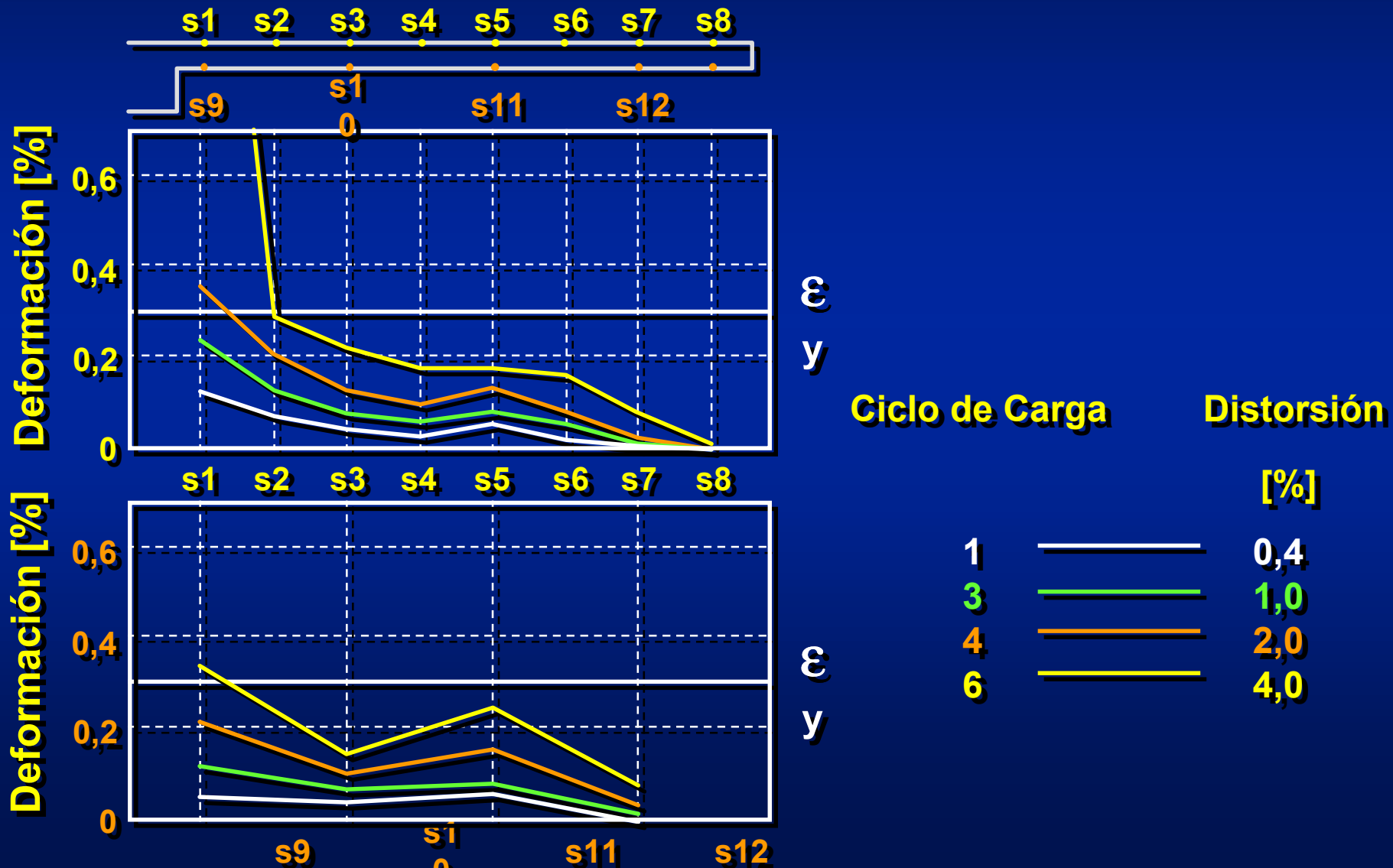
Vista lateral



Vista en planta

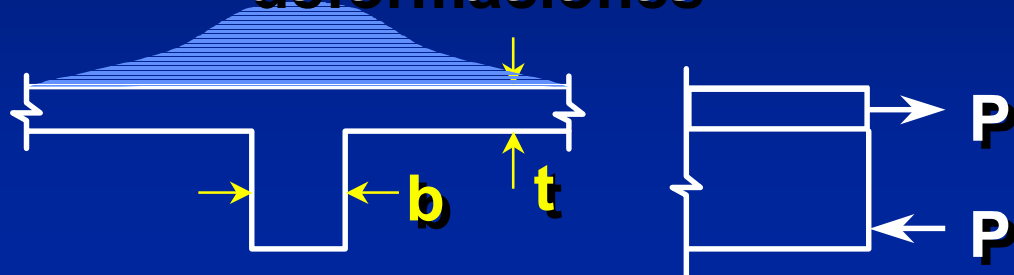


Deformaciones de las barras de la losa a flexión negativa

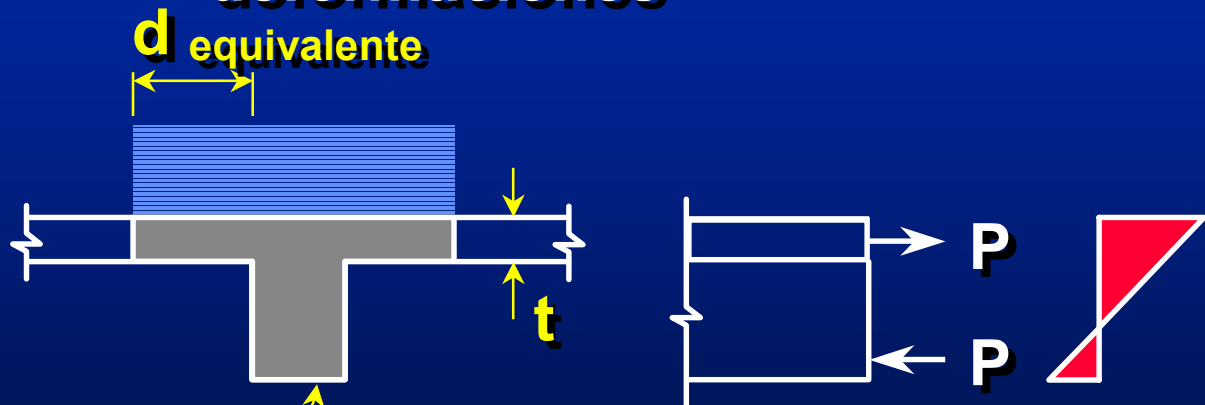


Respuesta a flexión de la sección losa-viga

Distribución original de deformaciones



Distribución uniforme de deformaciones

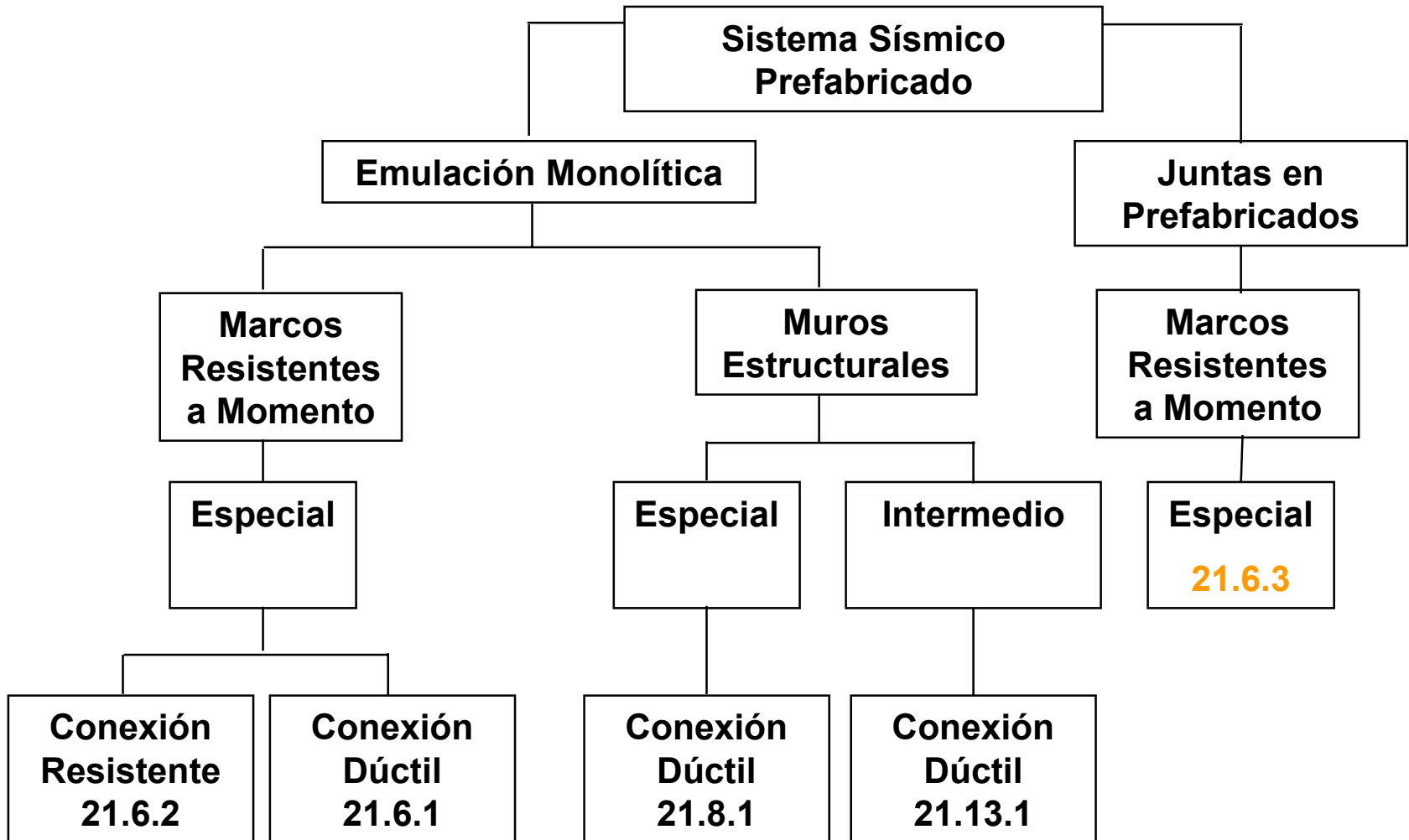


Sección efectiva

21.6, 21.8, 21.13 – Sistemas prefabricados

- ***Sistemas estructurales con conexiones resistentes***
- ***Sistemas estructurales con conexiones dúctiles***

21.6, 21.8, 21.13 – Sistemas prefabricados



21.6.1 – Marcos especiales con conexiones dúctiles

- ***Cuando se construye empleando elementos prefabricados de concreto, se deberán satisfacer las recomendaciones de 21.6.1(a) y (b) en adición a todas las recomendaciones para marcos especiales colados en sitio***

(a) Cortante de diseño para conexiones

***$V_n \geq 2.0V_e$ donde V_n es calculado
conforme a 11.7.4: deslizamiento***

***(b) Empalmes mecánicos de refuerzo de
vigas no deben ser localizados a menos
de $h/2$ de la cara de la junta y deberán
cumplir con los requerimientos de
21.2.6: concentración de esfuerzos en
longitud corta adyacente***

21.6.2 – Marcos especiales resistentes a momento con conexiones resistentes

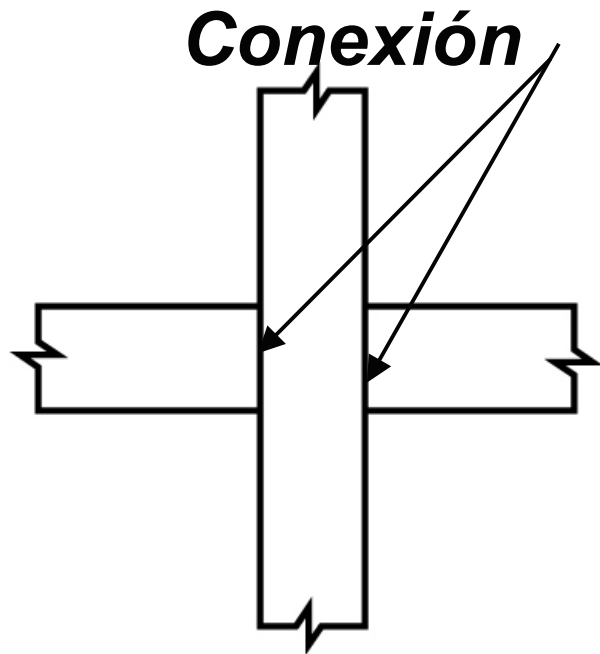
Cuando se construya empleando concreto prefabricado, se deberá cumplir con todos los requisitos para marcos especiales resistentes a momento contruidos con concreto colado en sitio, así como con los requisitos de 21.6.2 (a) a (d)

21.6.2 – Marcos especiales con conexiones resistentes

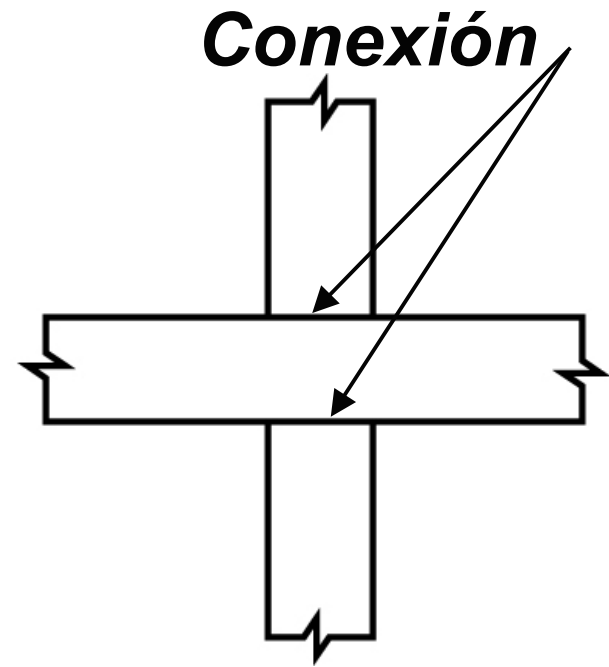
(a) Las recomendaciones de 21.3.1.2 deberán aplicarse a segmentos localizados en donde se espere que se presenten articulaciones plásticas debidas a los desplazamientos de diseño

Porque en una conexión resistente no debe existir fluencia o deslizamiento, su resistencia de diseño a flexión y cortante debe ser mayor que el momento flexionante y la fuerza cortante, respectivamente, correspondiente al desarrollo de una probable resistencia a flexión o cortante en la región central de una articulación plástica.

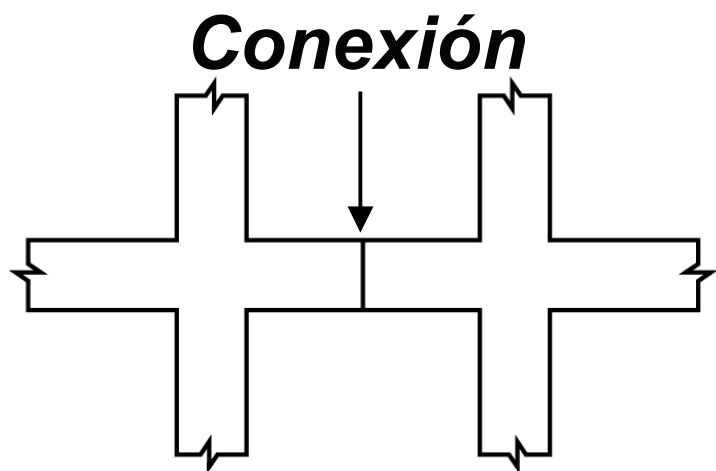
***(b) La resistencia de diseño de la
conexión resistente ϕS_n deberá ser
al menos igual a S_e***



Viga-a-Columna

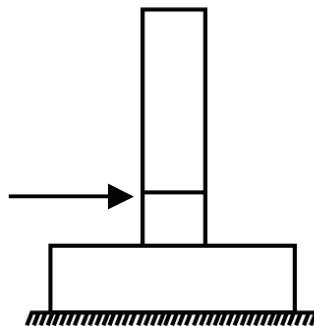


Columna-a-Viga



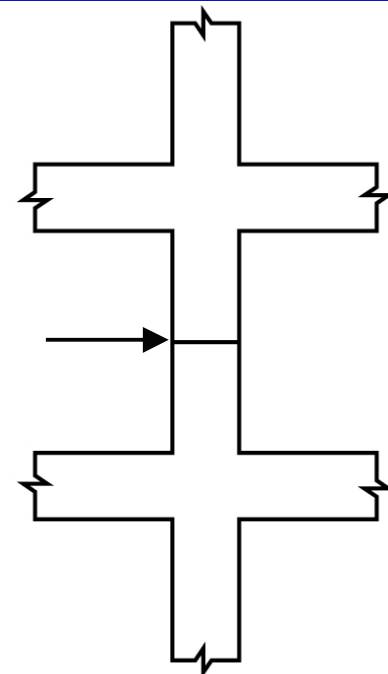
Viga-a-Viga

Conexión

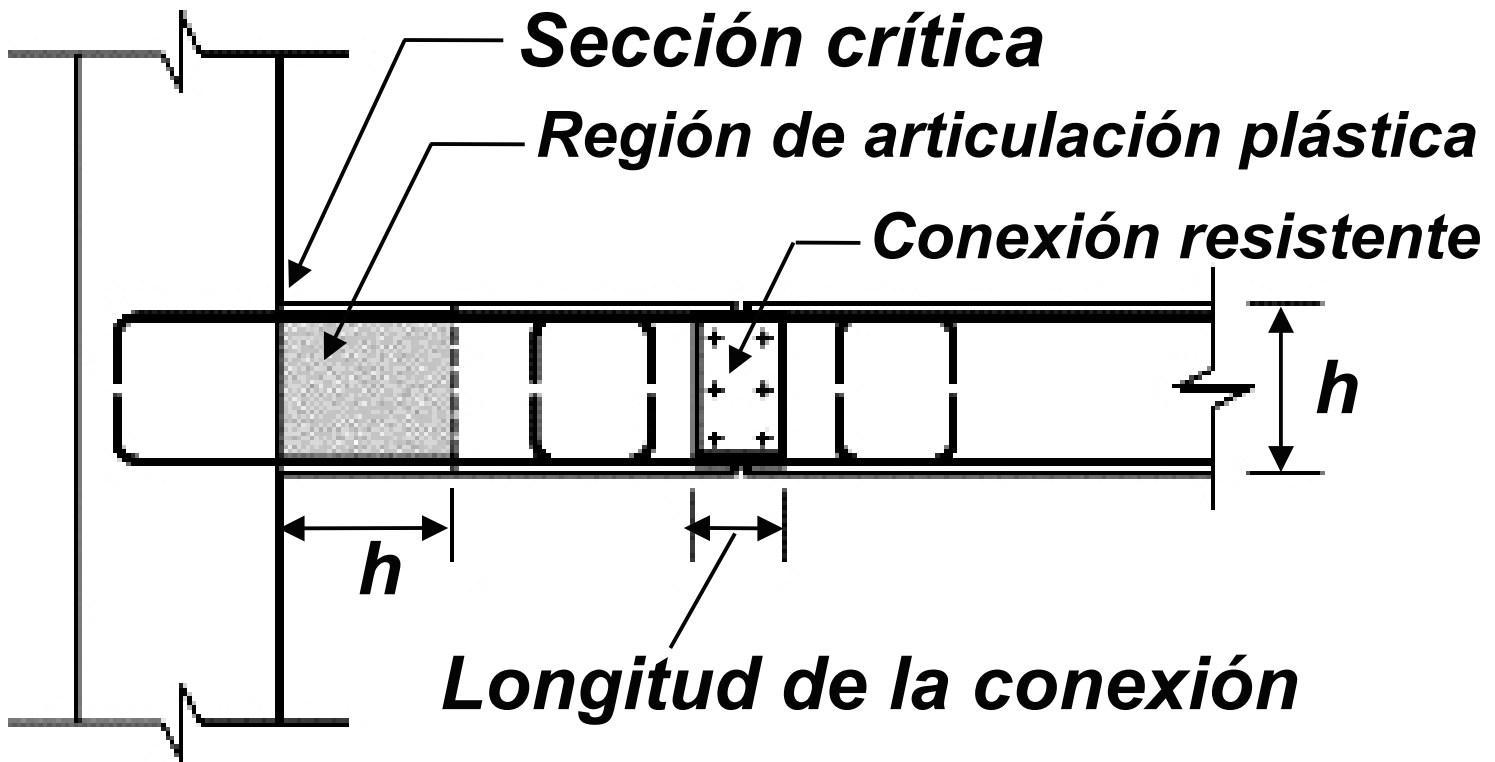


Columna-a-Cimentación

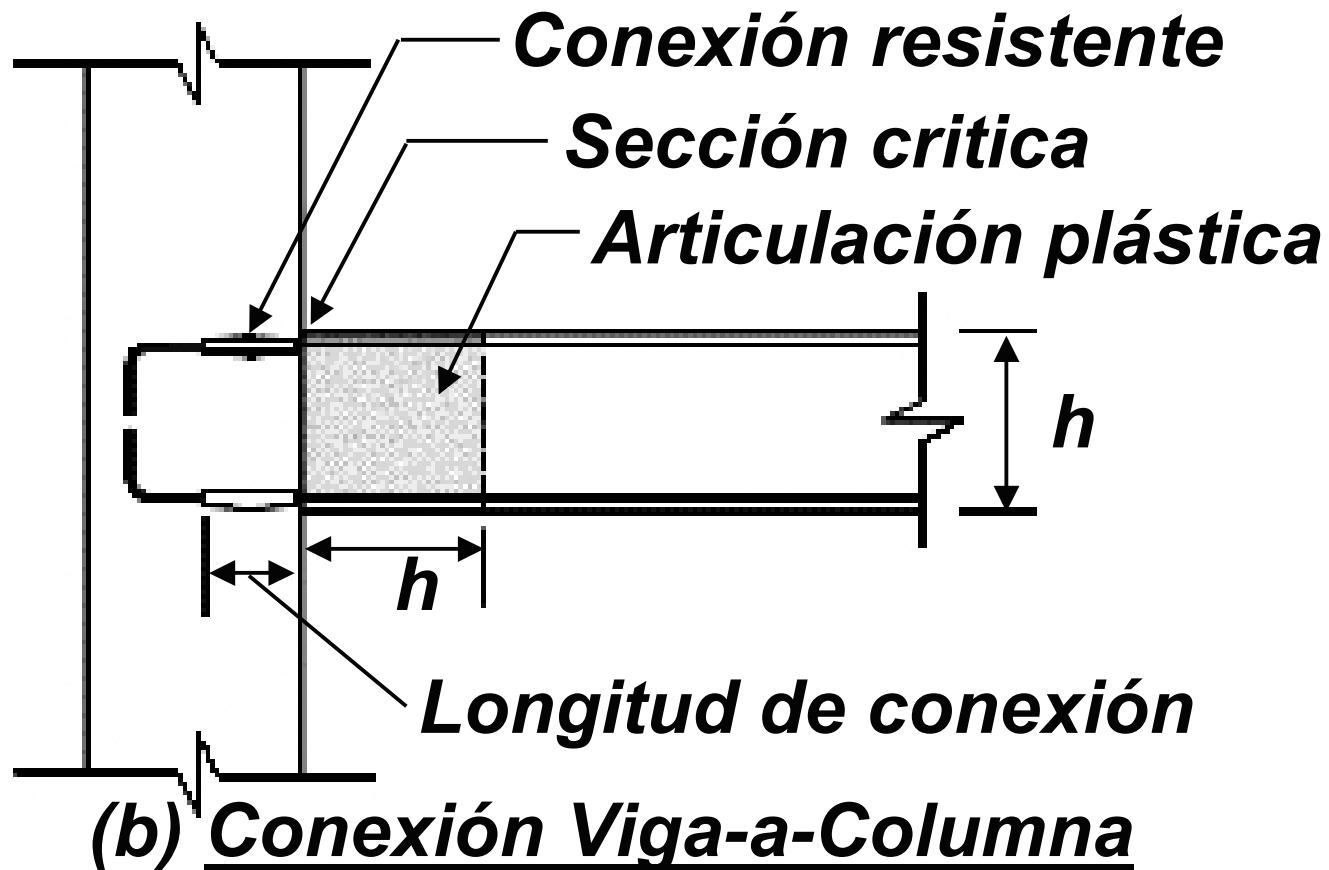
Conexión

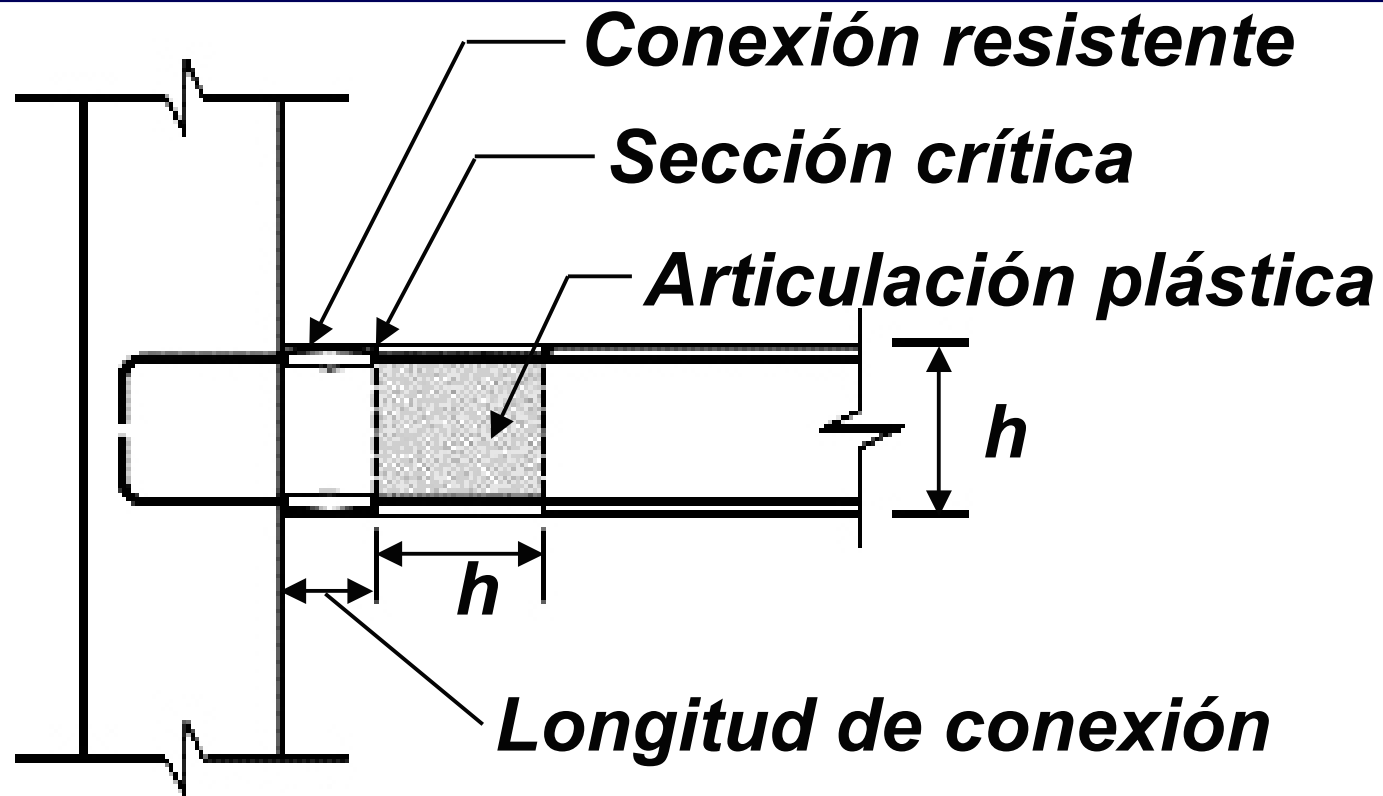


Columna-a-Columna

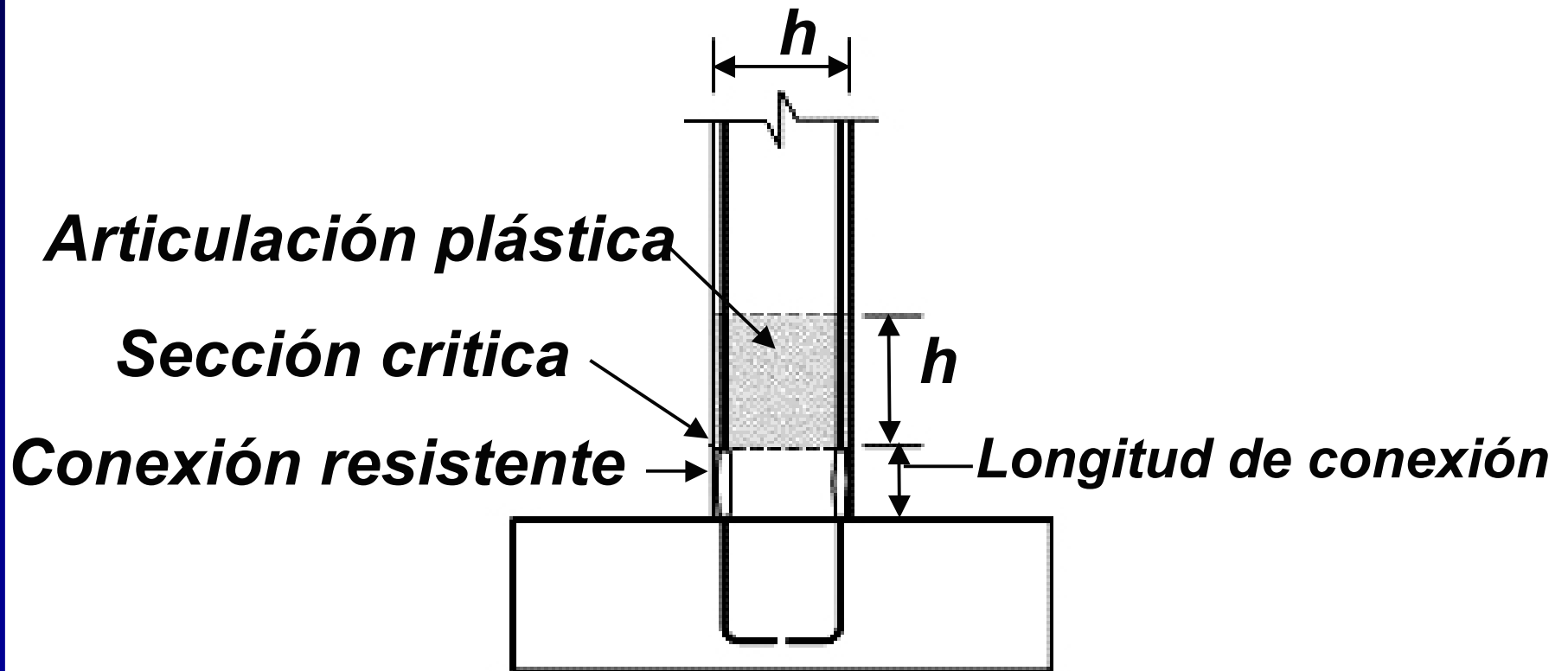


(a) Conexión Viga-a-Viga





(c) Conexión Viga-a-Columna



(d) Conexión Columna-a-Cimentación

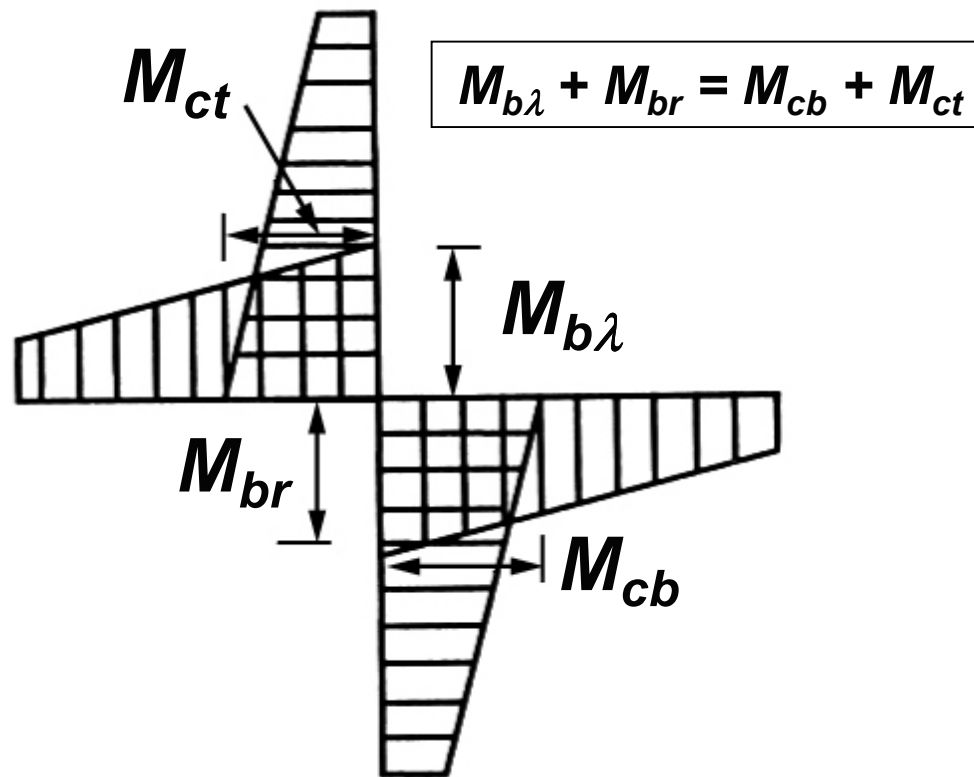
(c) El refuerzo longitudinal principal deberá ser continuo en la conexión y se desarrollará hasta el lado exterior de la conexión resistente y de la región de articulación plástica

R21.6 – Marcos especiales con conexiones resistentes

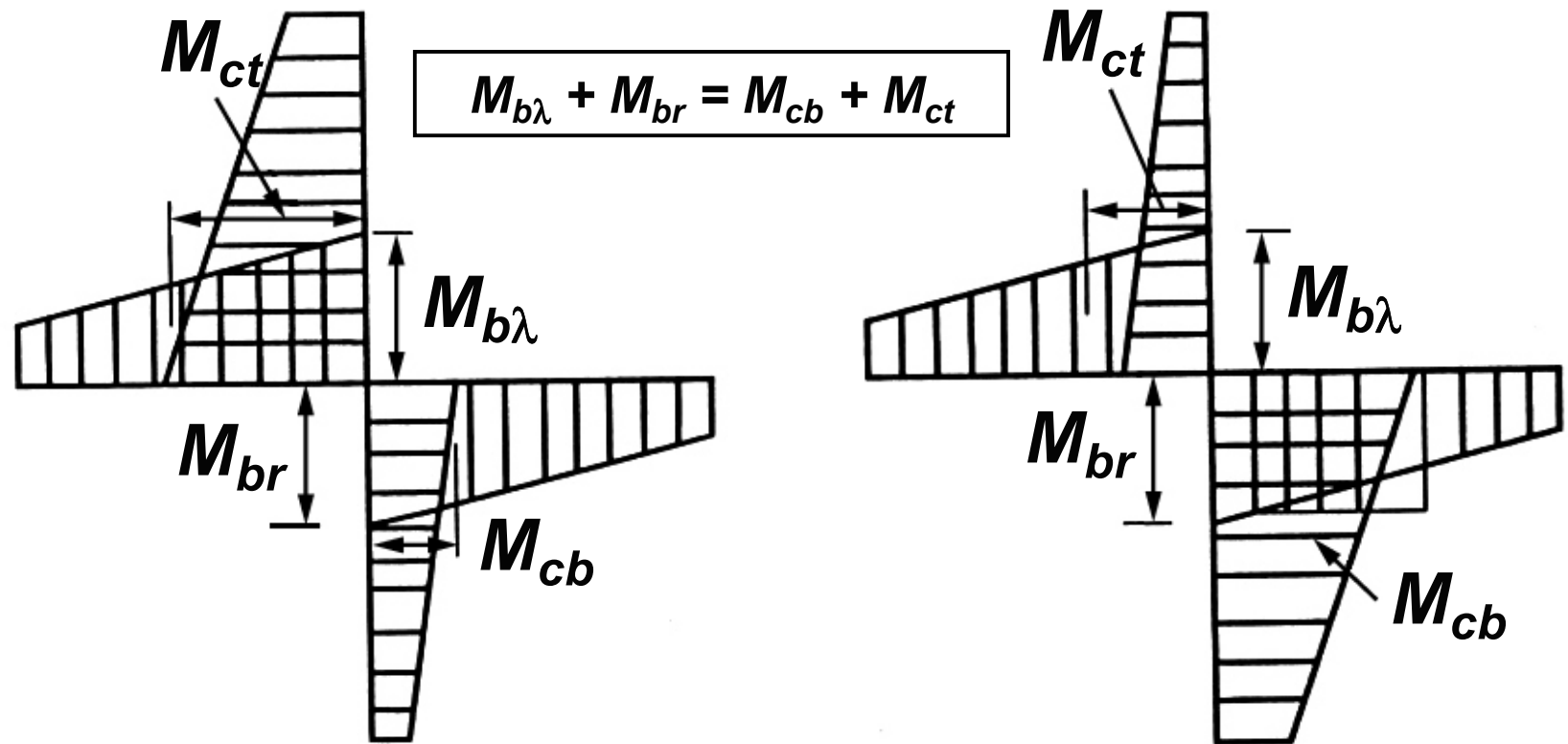
- ***En ensayos de laboratorio de conexiones viga-columna prefabricadas se observó que la concentración de deformaciones causa una falla frágil de las barras de refuerzo en la cara del empalme mecánico (Palmieri-Saqan-French-Kreger)***

R21.6 – Marcos especiales conexiones resistentes

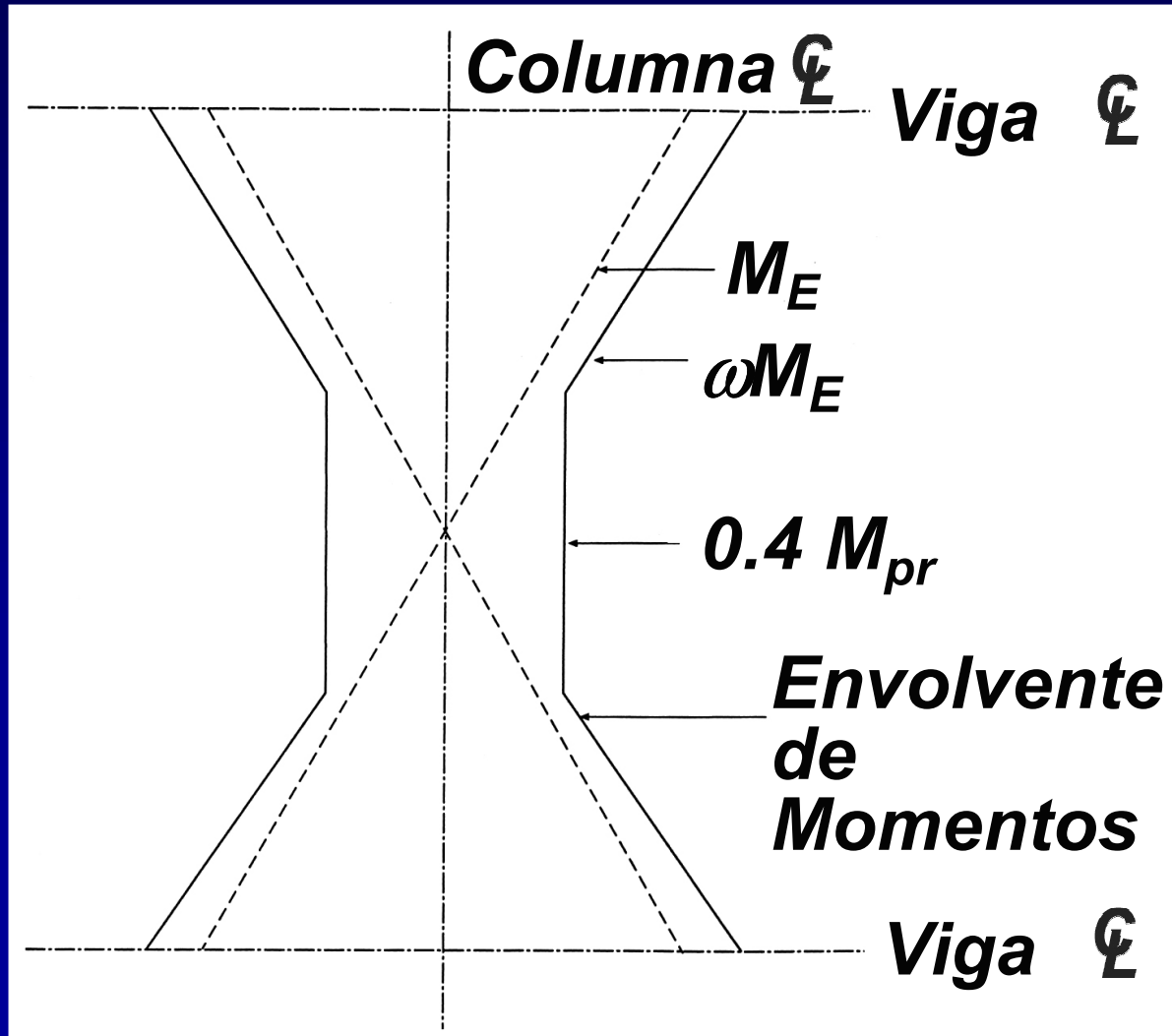
- ***Los diseñadores deberán hacer localizar de manera selectiva las conexiones resistentes o tomar otras medidas, tales como anclar las barras de refuerzo en regiones de alto esfuerzo para evitar la concentración de deformaciones***



Del Análisis Elástico



Del Análisis Inelástico

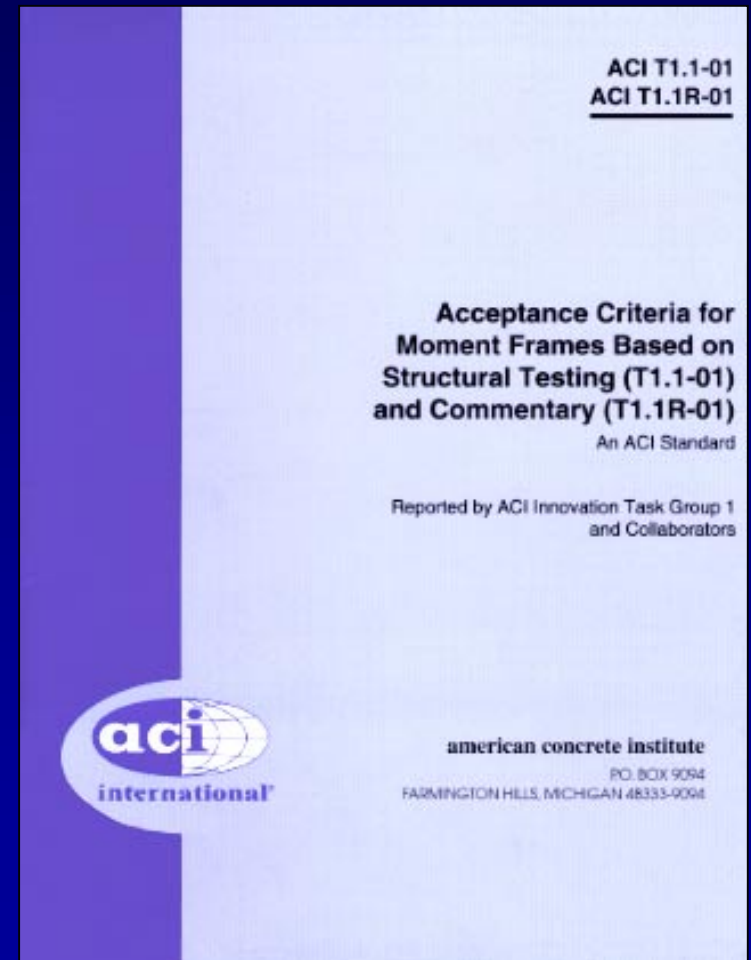


(d) Conexiones Columna-a-Columna

- **$\phi S_n \geq 1.4 S_e$**
- **$\phi M_n \geq 0.4 M_{pr}$**
- **ϕV_n de la conexión \geq que V_e el obtenido por 21.4.5.1**

21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

- ***Marcos especiales resistentes a momento contruidos con concreto prefabricado y que no cumple con los requerimientos de 21.6.1 ó 21.6.2 deberán cumplir con los requerimientos de ACI T1.1-01***



21.7 – Muros estructurales especiales y vigas de acoplamiento

- **Cuantías mínimas de refuerzo vertical y horizontal: 0.0025**
- **Dos capas si V_u excede $2 A_{cv} \sqrt{f'_c}$**
- **Desarrollar el refuerzo**
- **La resistencia a fuerza cortante:**

$$V_n = A_{cv} \left(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$$

V_n no debe exceder 8 ó 10 $A_{cv} \sqrt{f'_c}$

Elementos de refuerzo en los extremos

- ***Colocar elementos extremos, en toda la altura del muro continuo (para formar articulación plástica), si***

$$c > \frac{L}{600 Q \Delta / H}$$

- ***c es la profundidad del eje neutro***

Elementos de refuerzo en los extremos

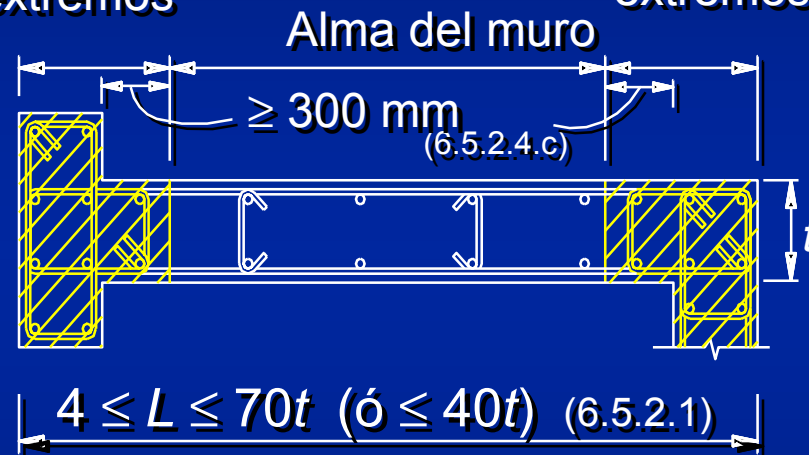
- ***Para cualquier otro caso, se colocarán elementos de refuerzo en los extremos de muros o segmentos de muros, donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada excede de $0.2 f_c'$***

[illegible]

Detallado de muros 2

Elementos de
refuerzo en los
extremos

Elementos de
refuerzo en los
extremos



Detallado del
refuerzo horizontal

Estribos en
forma de letra U
(6.5.2.4.d)



21.7.7– Vigas de acoplamiento

- ***Vigas de acoplamiento con relación de aspecto $\lambda_n/h \geq 4$ deberán cumplir con los requerimientos de 21.3. : como vigas***
- ***Si $\lambda_n/h < 4$, se permite el uso de refuerzo diagonal***
- ***Si $\lambda_n/h < 2$, y V_u mayor que $4 \sqrt{f'_c} A_{cw}$, se debe usar refuerzo diagonal***

21.7.7.4 – Vigas de acoplamiento

- (b) *La resistencia nominal a cortante, V_n , será determinada por*

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 10\sqrt{f'_c} A_{cw}$$

- (c) *cada grupo debe estar confinado por refuerzo transversal*
- (d) *las barras diagonales deberán desarrollarse en tensión dentro del muro*
- (e) *las barras diagonales se deberán considerar en su contribución a M_n*

21.8 – Muros estructurales especiales prefabricados

- ***Deberán cumplir todos los requerimientos de 21.7 para muros estructurales colados en sitio en adición a 21.13.2 y 21.13.3***

21.9 – Diafragmas estructurales y armaduras

- *Diafragmas con capa de compresión colada en el sitio: sección compuesta*
- *Capa de compresión: no efecto de sección compuesta*
- *Espesor mínimo: 50 ó 62 mm*
- *Refuerzo:*
 - *Mínimo según 7.12: contracción por secado y temperatura*
 - *En cuerdas o colectores, se limita el esfuerzo en cables de presfuerzo adherido a 4,200 kg/cm²*
 - *Transversal, como elementos de borde en muros*

- ***Resistencia a fuerza cortante***

$$V_n = A_{cv} \left(2\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$$

- ***En diafragmas con capas de compresión con trabajo o no compuesto***

$$V_n = A_{cv} \rho_t f_y$$

- ***V_n no debe exceder $8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$***

21.11 – Elementos no designados como parte del sistema resistente a fuerzas laterales

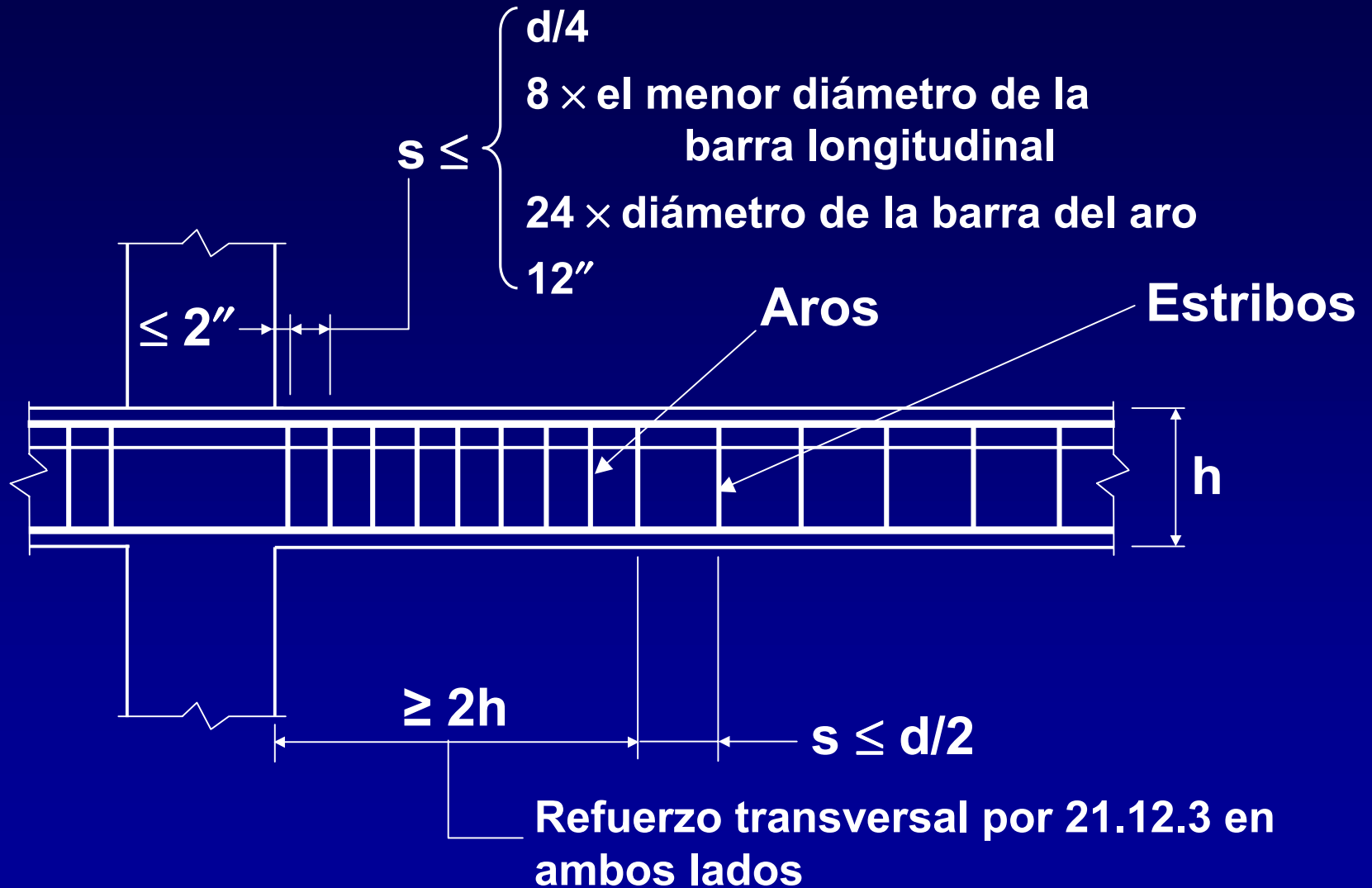
- ***Deben resistir las cargas gravitacionales cuando se alcance el desplazamiento lateral de diseño***
- ***Se permite la fluencia de vigas, columnas y losas; se provee confinamiento y resistencia a fuerza cortante suficientes***
- ***La cuantía de refuerzo por cortante aumenta según la distorsión de diseño y la fuerza cortante de diseño como fracción de la contribución del concreto a la resistencia***

- ***Elementos de marcos de concreto prefabricado que, de acuerdo con el diseño, no contribuyen a la resistencia lateral, incluyendo sus conexiones, deberán satisfacer los requisitos 21.11.1 a 21.11.3:***
 - (a) Los estribos señalados en 21.11.2.2 deberán colocarse sobre la altura total de la columna, incluyendo el peralte de las vigas;***
 - (b) Se deberá colocar refuerzo por integridad, conforme a 16.5, y***
 - (c) La longitud de apoyo de la viga debe ser al menos 50 mm mayor que la obtenida en los cálculos empleando los valores de la resistencia a flexión de 10.17: 4% y 50 pulg***

21.12 – Marcos de tipo intermedio

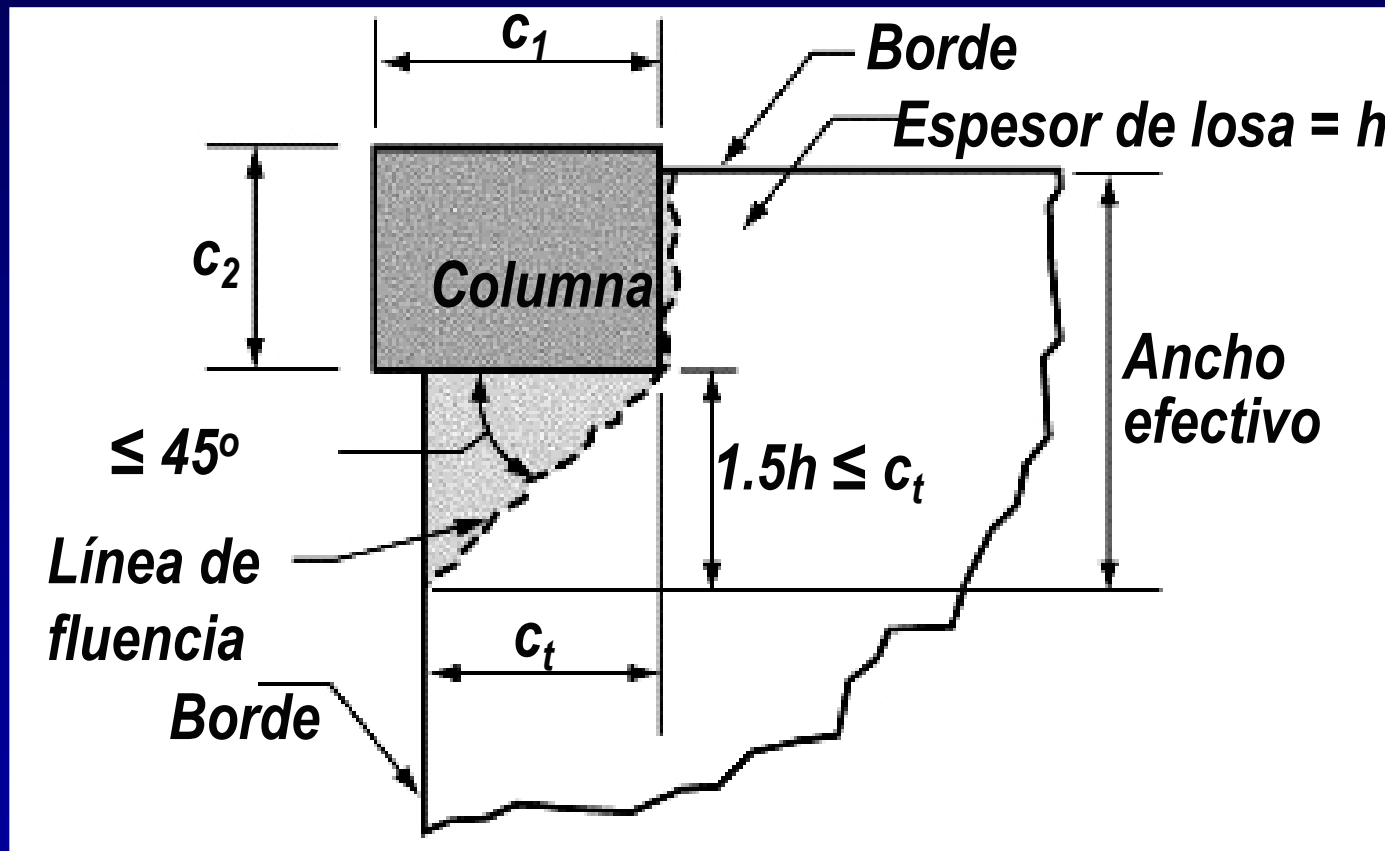
- ***La probabilidad de aplastamiento y pérdida de recubrimiento de concreto en algunas regiones de los elementos del marco es alta***

- ***Tanto en estructuras sometidas a sismos como en estudios experimentales, se ha observado que a menos que se coloque refuerzo transversal alrededor del longitudinal y con sus ganchos dentro del núcleo del elemento, el refuerzo transversal puede abrirse en los extremos y perder la capacidad de confinar el núcleo de concreto***

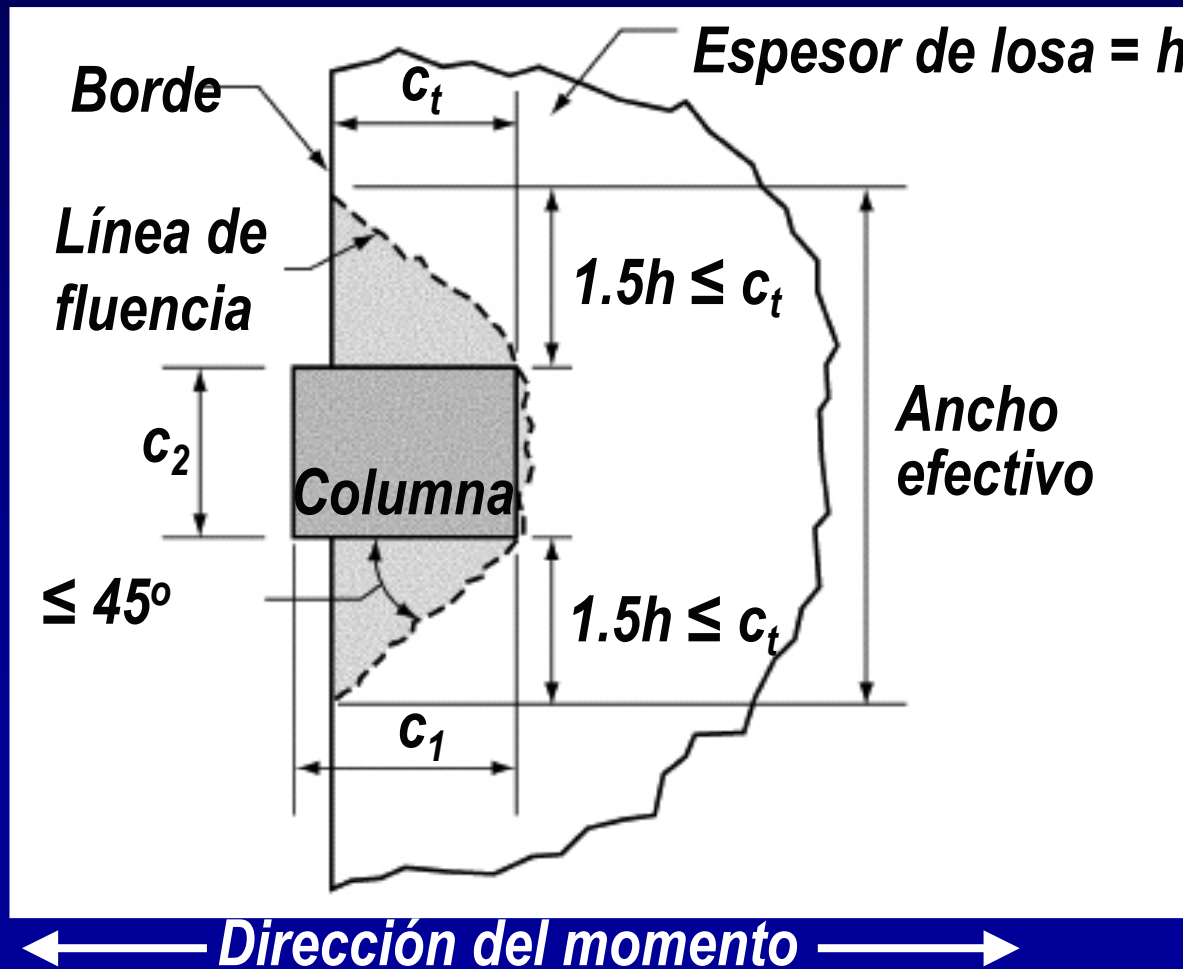


**Refuerzo transversal en el nudo
según 11.11.2 (21.12.5.5)**





← **Dirección del momento** →



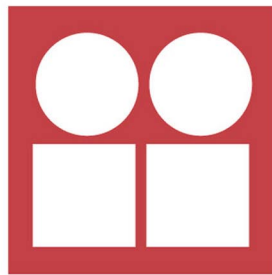
21.12.6.8 – Resistencia a cortante de losas en dos direcciones sin vigas en marcos de tipo intermedio

- ***Los marcos losa-columna son susceptibles a fallar en cortante por punzonamiento durante sismos si los esfuerzos cortantes debido a cargas gravitacionales son altos***

- ***En la sección crítica para columnas definida en 11.12.1.2, el cortante en dos direcciones causado por cargas gravitacionales no debe exceder $0.4\phi V_c$, donde V_c deberá ser calculado como se define en 11.12.2.1 para losas reforzadas y 11.12.2.2 para losas presforzadas***
- ***Se permitirá obviar este requisito si la contribución (inducida por el sismo) del esfuerzo cortante último en dos direcciones transmitido por excentricidad según 11.12.6.1 y 11.12.6.2 en el punto de máximo esfuerzo no excede la mitad del esfuerzo ϕv_n permitido en 11.12.6.2 ($1 \sqrt{f'_c}$)***

21.13 - Muros estructurales prefabricados intermedios

- *En la conexión entre los paneles de muros, o entre los paneles de muros y la cimentación, la fluencia debe ser limitada a los elementos de acero o al refuerzo*
- *Los elementos de la conexión que no son diseñados para fluir deberán desarrollar al menos $1.5S_y$*



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**

ANEXO 1

***21.6.3 – Diseño de marcos
especiales que no cumplen con
21.6.1 ni 21.6.2***

21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

- ***ACI T1.1-01 Procedimiento de diseño***
 - ***Antes del ensaye, un procedimiento de diseño deberá ser desarrollado para el prototipo del marco resistente a momento teniendo la forma genérica para la cual la aceptación es buscada***
 - ***El procedimiento de diseño deberá ser empleado a la proporción de los módulos ensayados.***

21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

- ***ACI T1.1-01 Procedimiento de diseño***
 - ***El factor de sobre resistencia empleado para las columnas del marco prototipo no deberá ser menor que el especificado en ACI 318-99***

21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

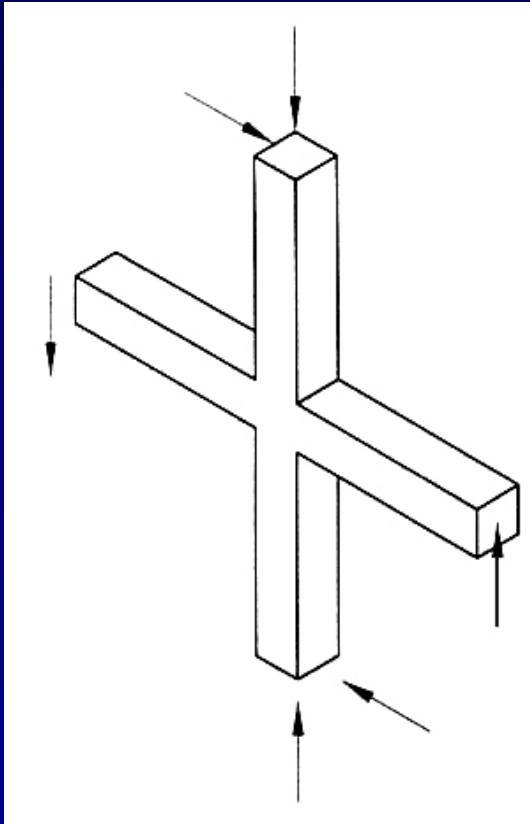
- ***ACI T1.1-01 Módulos ensayados***
 - ***Un mínimo de un módulo deberá ser ensayado para cada configuración característica de intersección de vigas y columnas en el genérico marco resistente a momento***

21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

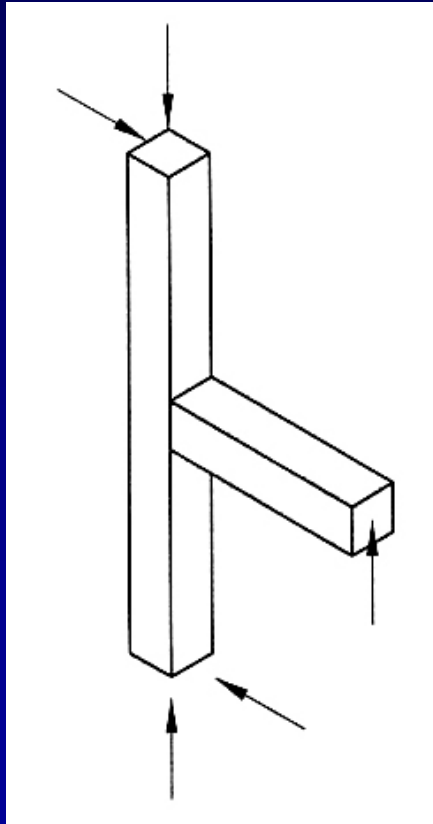
- ***ACI T1.1-01 Módulos ensayados***
 - ***Los módulos deberán tener una escala suficiente para representar totalmente las complejidades y comportamiento de los materiales reales y la transferencia de la carga***
 - ***Los módulos deberán tener una escala no menor que un tercio del modelo real***

21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

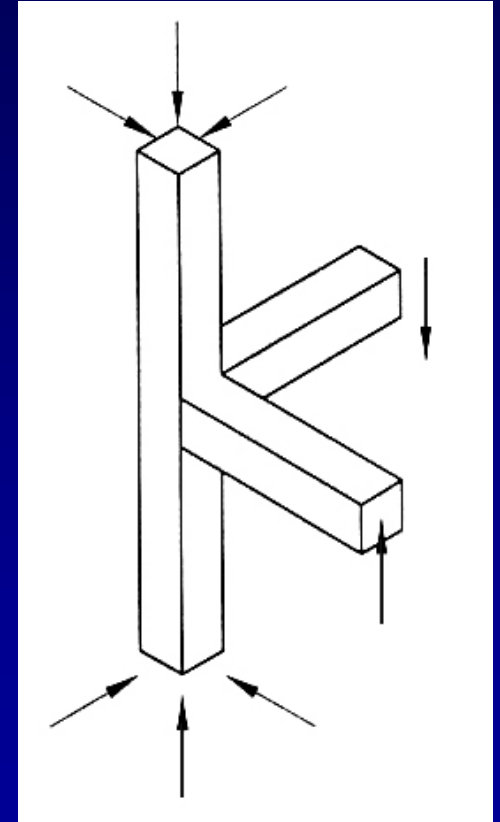
ILUSTRACIÓN DE LA CONFIGURACIÓN DE CONEXIÓN



Interior
***Junta en una
dirección***



Exterior
***Junta en una
dirección***



Junta de esquina

21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

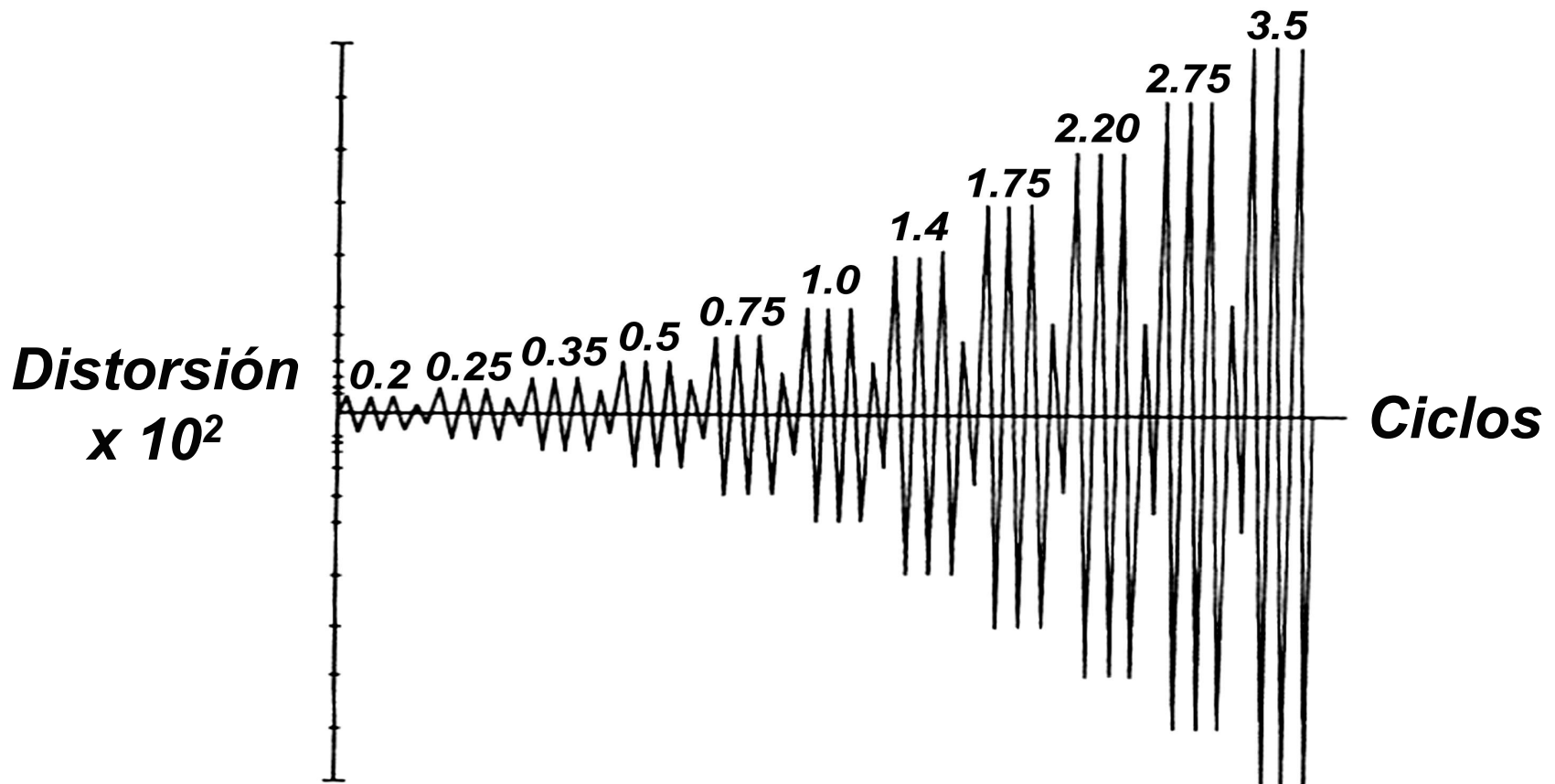
- ***ACI T1.1-01 Método de ensaye***
 - ***El primer ciclo de carga aplicado al módulo deberá ser dentro del rango de respuesta lineal***

21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

- ***ACI T1.1-01 Método de ensaye***
 - ***Los módulos ensayados deberán ser sujetos a una secuencia de desplazamientos controlados por ciclos de distorsión, incrementando la magnitud que será representativa de los ciclos de distorsión esperados en los sismos***
 - ***El ensaye se continuará hasta alcanzar una distorsión ≥ 0.035***

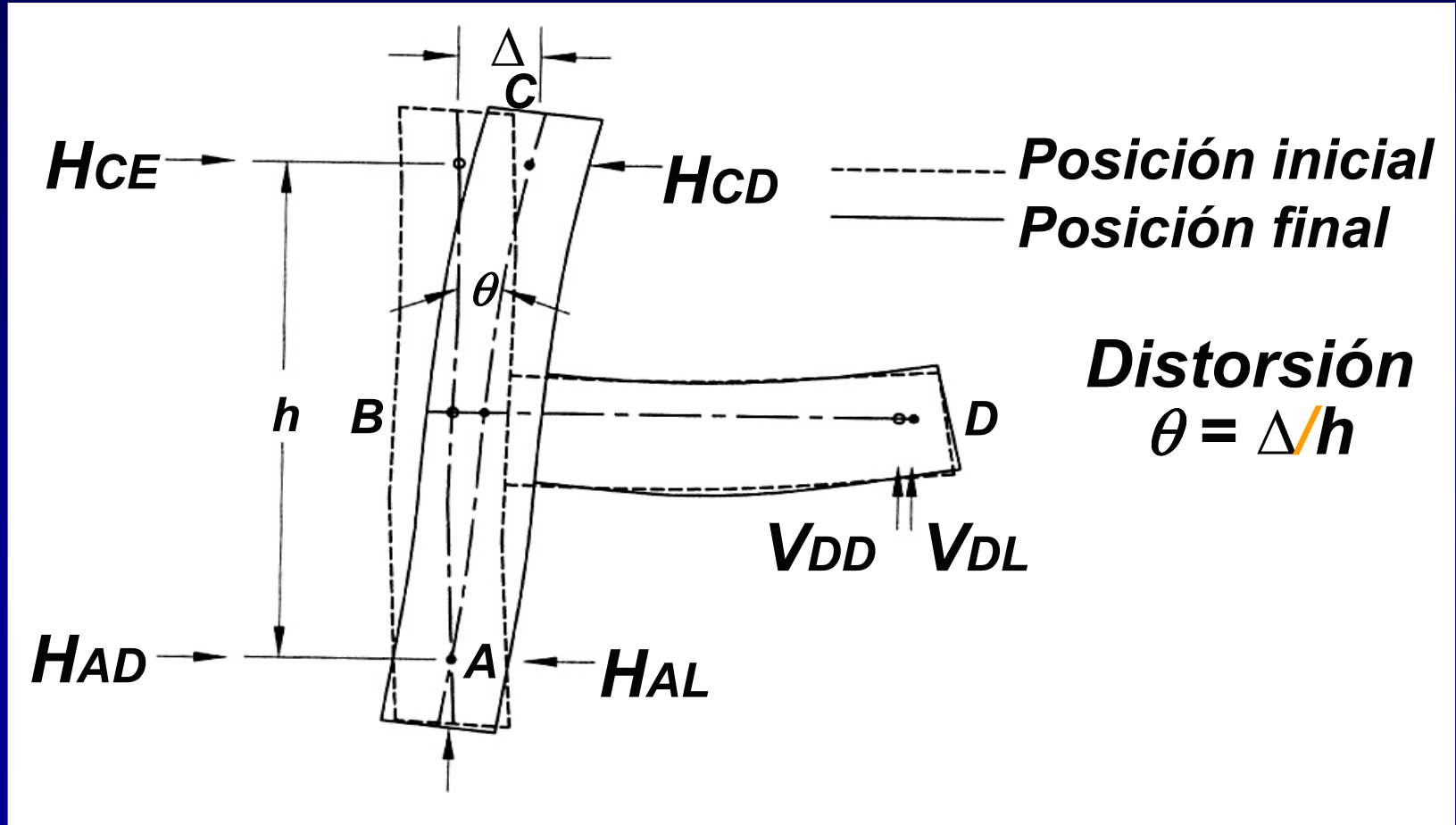
21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

HISTORIA DE DEFORMACIÓN CÍCLICA PARA VALIDAR LOS ENSAYES



21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

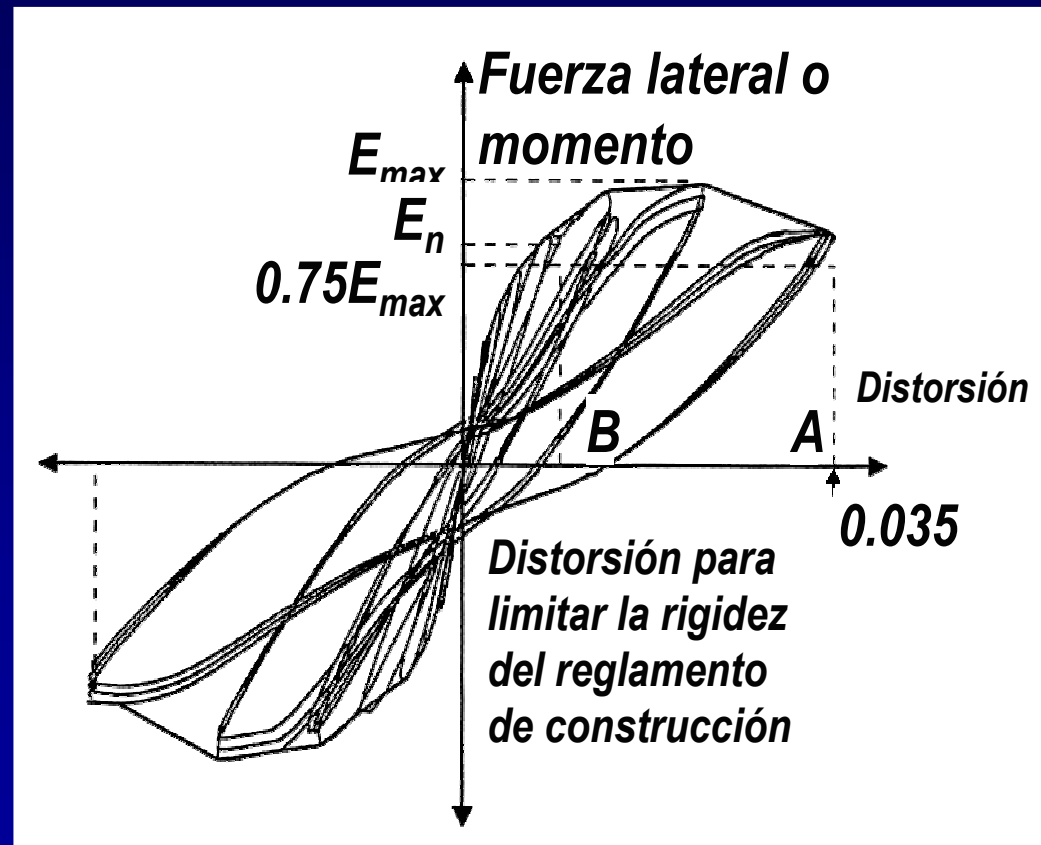
DEFINICIÓN DE LA DISTORSIÓN



21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

CRITERIO DE ACEPTACIÓN - ACI T1.1-01

- La resistencia nominal E_n deberá ser desarrollada antes que la distorsión exceda el límite de distorsión de entrepiso permitida en el reglamento de construcción

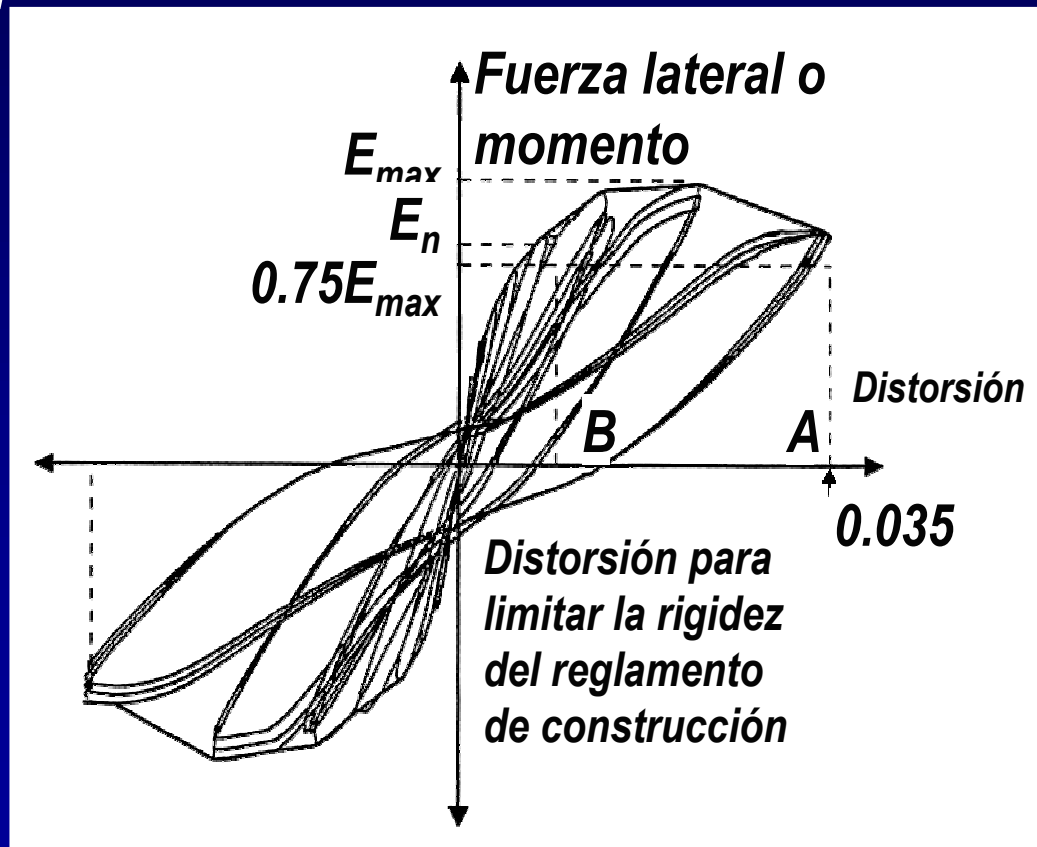


21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

CRITERIO DE ACEPTACIÓN - ACI T1.1-01

- Las características del tercer ciclo completo para cada ensaye a una distorsión ≥ 0.035 , deberán cumplir los tres criterios respecto a:

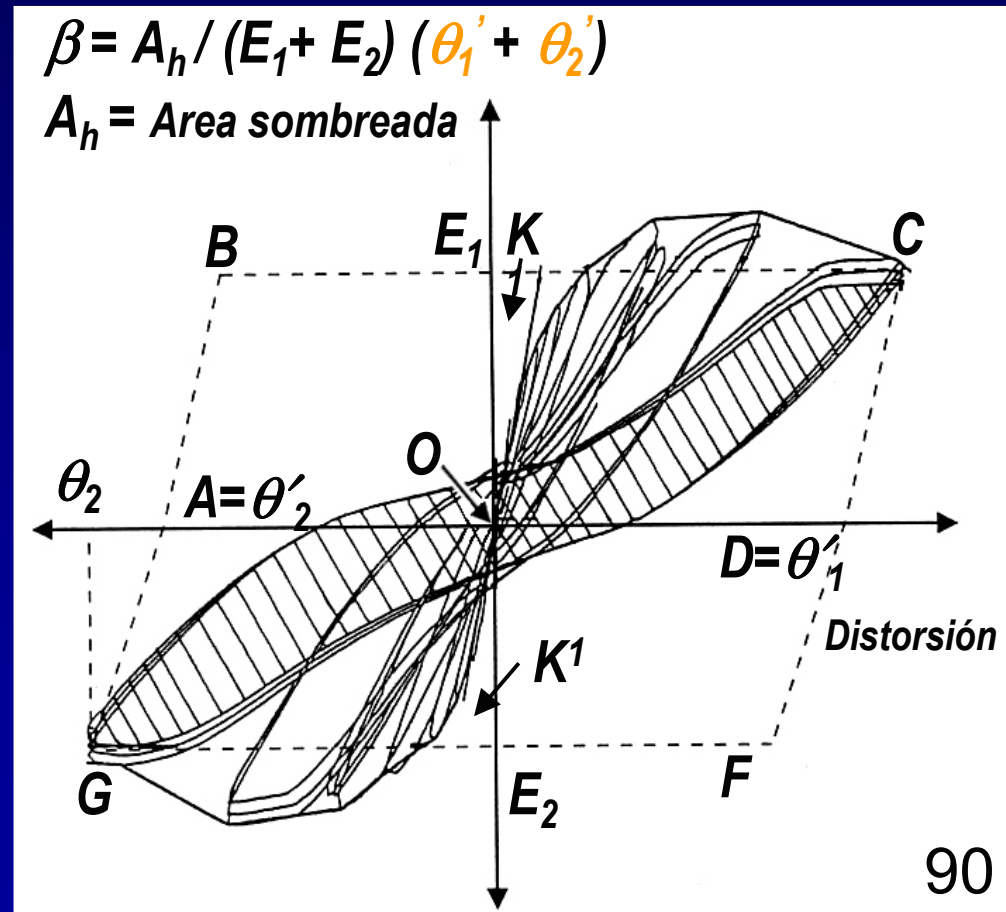
- (1) Valor de la fuerza pico;
- (2) Relativa disipación de energía; y
- (3) Distorsión a cero rigidez.



21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

CRITERIO DE ACEPTACIÓN - ACI T1.1-01

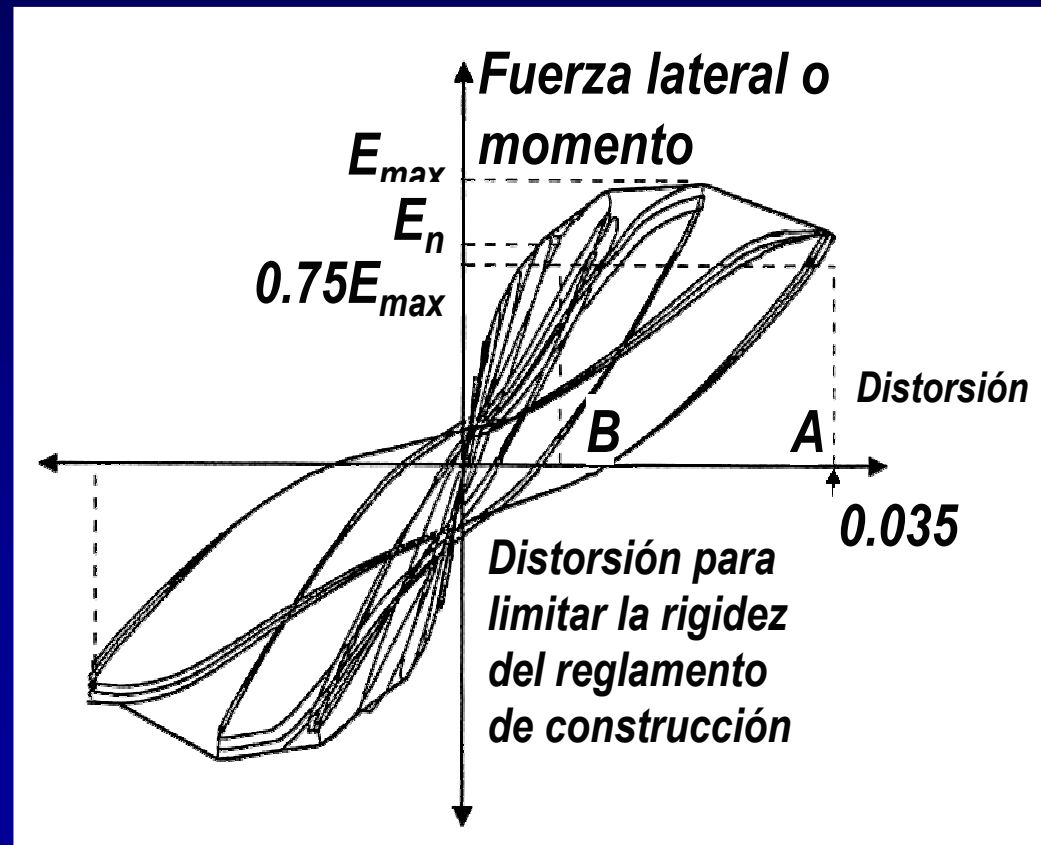
1. La disipación relativa de energía β debe ser $\geq 1/8$. Si es menor que $1/8$, las oscilaciones pueden continuar por un tiempo largo después del sismo y se pueden presentar efectos de fatiga de bajo ciclaje.



21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

CRITERIO DE ACEPTACIÓN - ACI T1.1-01

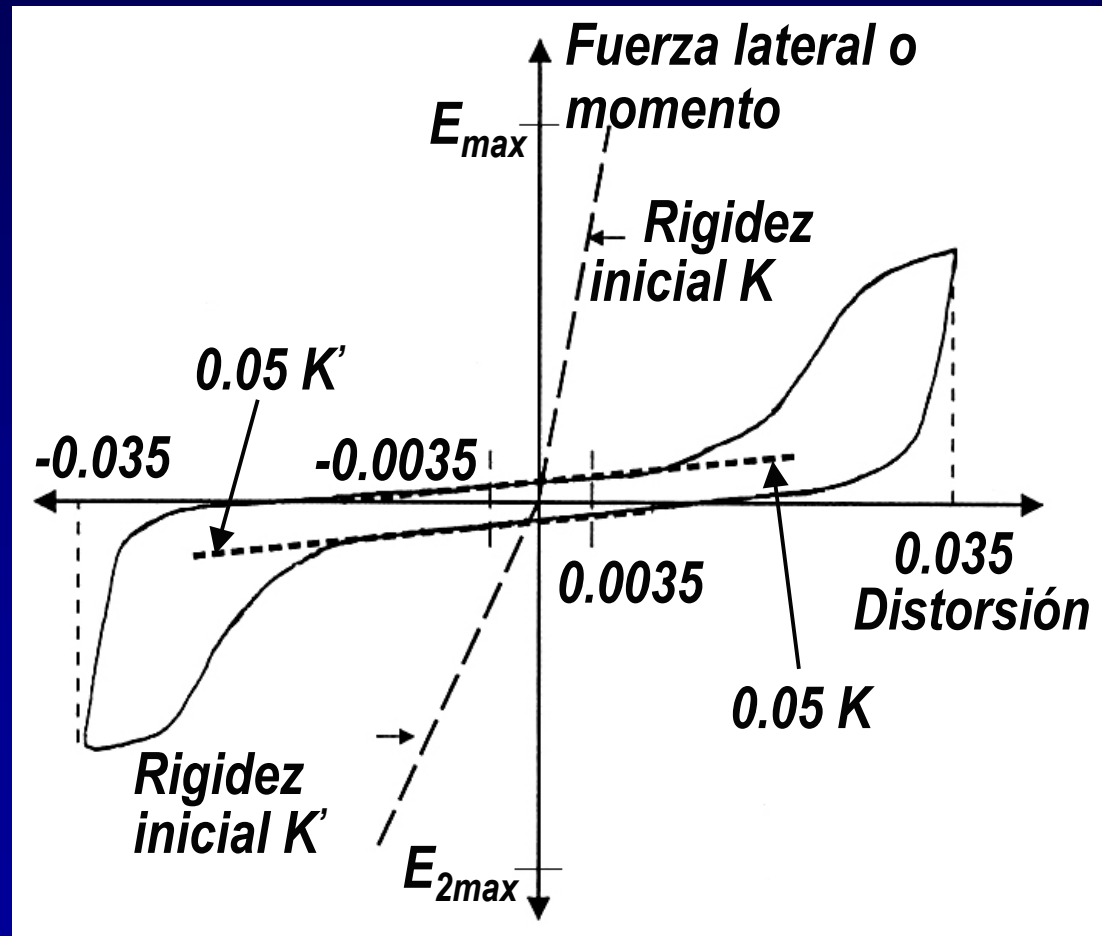
2. La fuerza pico para una dirección dada de carga debe ser $\geq 75\%$ de la fuerza lateral pico para la misma dirección de carga



21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

CRITERIO DE ACEPTACIÓN - ACI T1.1-01

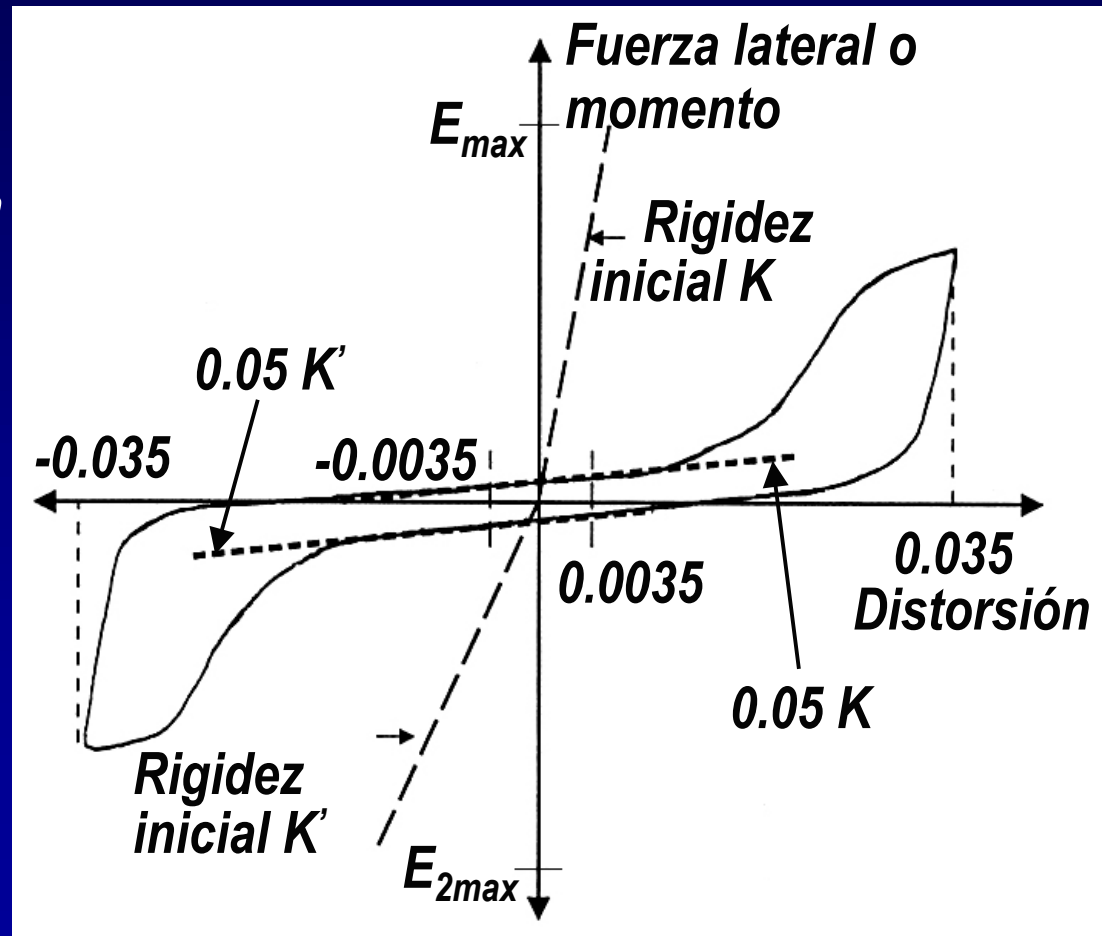
3. La rigidez secante entre los límites de distorsión de -0.0035 y $+0.0035$ debe ser ≥ 0.05 de la rigidez inicial del módulo para el primer ciclo de carga



21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

CRITERIO DE ACEPTACIÓN - ACI T1.1-01

Si la rigidez es muy pequeña a cero distorsión, la estructura tendrá grandes desplazamientos para pequeños cambios de carga lateral después del sismo mayor, y así, será vulnerable a fatiga de bajo ciclaje en movimientos posteriores y en moderados vientos.



21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

- ***ACI 318-02 Adiciones al ACI T1.1-01***
 - ***Los detalles y materiales empleados en los especímenes para ensaye deberán ser representativos de los usados en la estructura***

21.6.3 – Diseño de marcos especiales que no cumplen con 21.6.1 ni 21.6.2

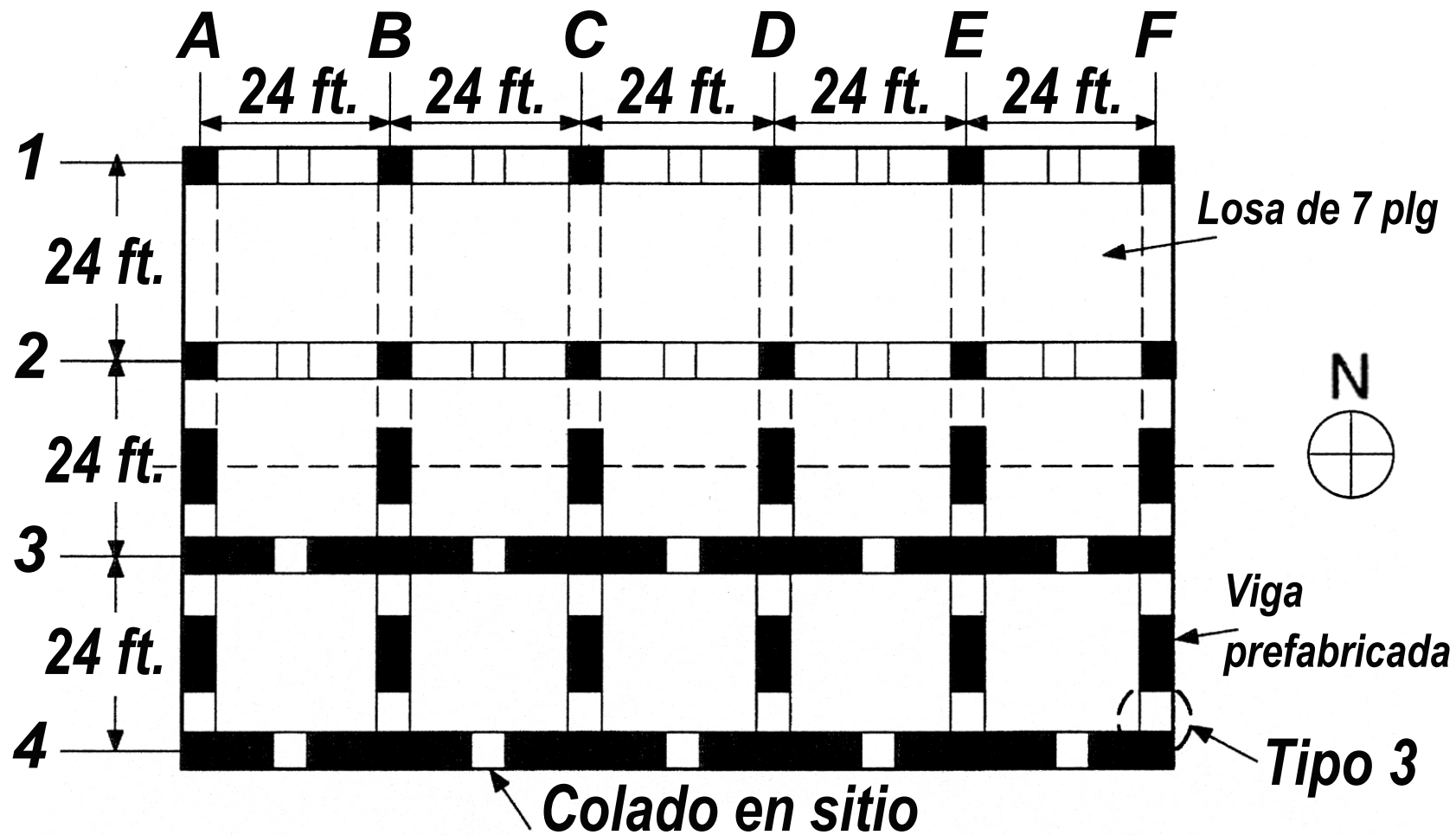
- ***ACI 318-02 Adiciones a ACI T1.1-01***
 - ***El procedimiento de diseño empleado para proporcionar los especímenes de ensaye deberá definir el mecanismo por el cual el marco resiste efectos gravitacionales y sísmicos y deberá establecer los valores de aceptación para mantener el mecanismo***
 - ***Las porciones del mecanismo que se aparten de los requerimientos del reglamento deberán ser consideradas en los especímenes ensayados y se deberán determinar valores límite de aceptación***

ANEXO 2

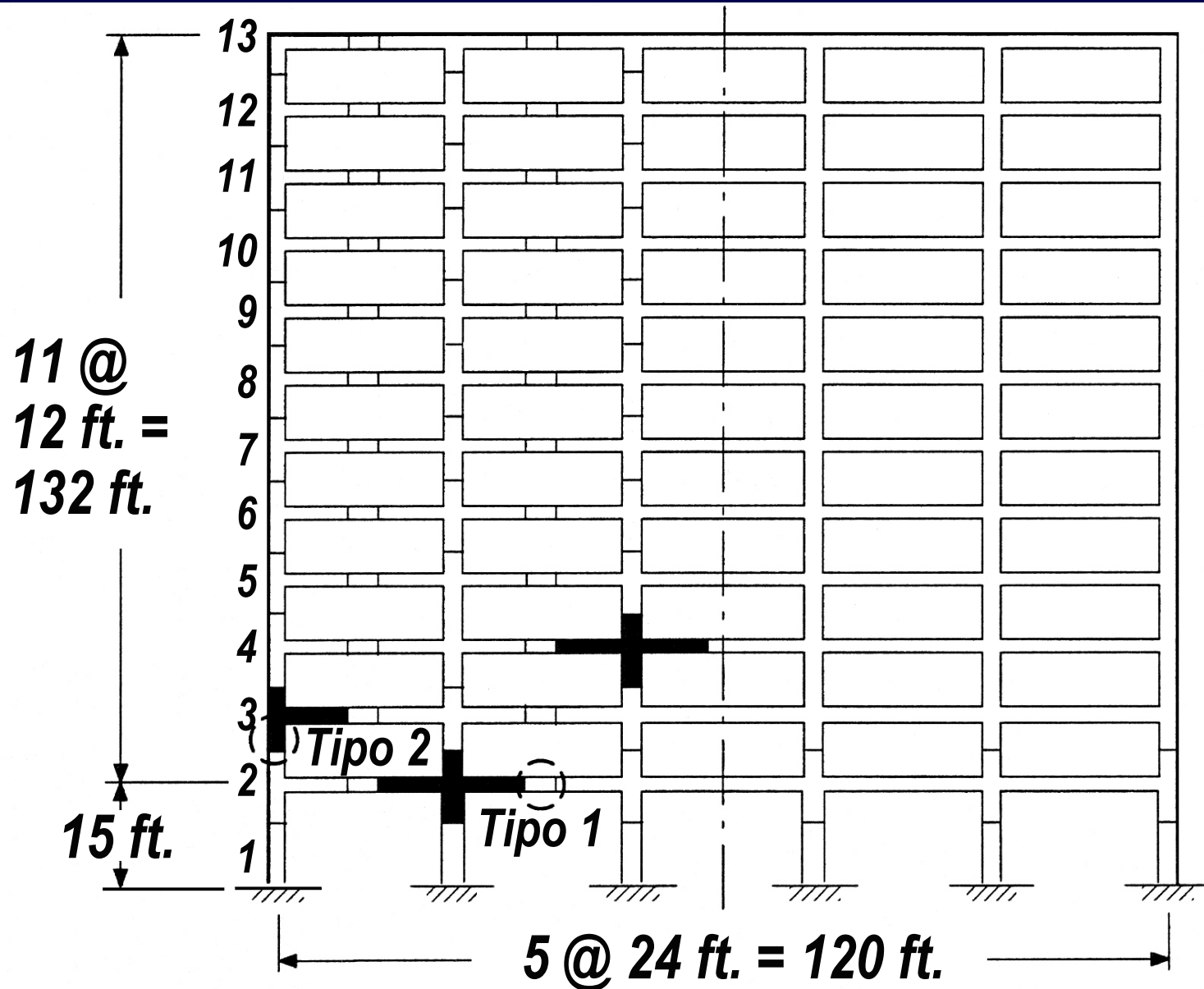
***EJEMPLO DE DISEÑO DE UN
EDIFICIO DE 12 NIVELES
CONSTRUIDO CON ELEMENTOS
PREFABRICADOS Y
EMPLEANDO CONEXIONES
RESISTENTES***

***EJEMPLO DE DISEÑO DE UN
EDIFICIO DE 12 NIVELES
CONSTRUIDO CON ELEMENTOS
PREFABRICADOS Y EMPLEANDO
CONEXIONES RESISTENTES***

PLANTA DEL EDIFICIO



ELEVACIÓN DEL EDIFICIO



TRES CONEXIONES DETALLADAS EN ESTE EJEMPLO

- 1. Una conexión resistente en la mitad del claro de una viga interior en el tercer nivel del edificio. La viga es parte del marco longitudinal interior.***
- 2. Una conexión columna-columna a la mitad de la altura entre los niveles 2 y 3 de una columna interior que es parte de un marco longitudinal interior.***

TRES CONEXIONES DETALLADAS EN ESTE EJEMPLO

- 3. Una conexión resistente en la interfase entre una viga prefabricada y el segundo nivel del edificio que forma el claro exterior de un marco transversal exterior y la continuación de la esquina de la columna a la cual es conectada.***

DATOS DE DISEÑO

- ***Cargas de servicio***

Carga viva = 50 psf

Carga muerta súper impuesta = 42.5 psf

- ***Propiedades del material***

Concreto: $f'_c = 4$ ksi [6 ksi para columnas en los seis pisos inferiores]

Peso por unidad = 150 pcf

DIMENSIONES DE LOS MIEMBROS

- ***Vigas transversales: 24 x 26 plg.***
- ***Vigas longitudinales: 24 x 20 plg.***
- ***Columnas: 24 x 24 plg.***
- ***Espesor de losa: 7 plg.***

FUERZAS DE DISEÑO SÍSMICO

- ***Los métodos tradicionales de análisis pueden ser empleados para marcos prefabricados, aunque cuidando que serán tomados para aproximar la componente de rigidez en una dirección que es apropiada para el componente prefabricado que será usado.***

FUERZAS DE DISEÑO SÍSMICO

- ***Para la emulación del diseño (como se ilustra en este ejemplo), será razonable modelar las vigas y columnas como si fueran de concreto monolítico.***

CONEXIÓN RESISTENTE A LA MITAD DEL CLARO DE LA VIGA

EN EL TERCER PISO LA VIGA FORMA PARTE DE UN MARCO LONGITUDINAL INTERIOR

<i>Localización</i>	M_u (ft-kips)	A_s (in.²)	<i>Refuerzo</i>	ϕM_n (ft-kips)
<i>Apoyos</i>	-510.8	7.79	8-No. 9	-522.0
	+311.7	4.38	5-No. 9	+351.0
<i>Interior</i>	+63.0	1.40	2-No. 9	+150.3

CONEXIÓN RESISTENTE A LA MITAD DEL CLARO DE LA VIGA

- ***Tres barras del No. 9 se hacen continuas en la parte superior e inferior a lo largo del claro***
 - ***$\phi M_n = 220.6 \text{ ft-kips}$***

RESISTENCIA A FLEXIÓN

- ***En el soporte:***

$$\phi M_n^+ = 351.0 \text{ ft-kips}$$

$$> \phi M_n^- / 2 = 261.0 \text{ ft-kips} \quad \text{O.K. (21.3.2.2)}$$

- ***También,***

$$(\phi M_n)_{min} = 220.6 \text{ ft-kips}$$

$$> \phi M_n^- / 4 = 130.5 \text{ ft-kips} \quad \text{O.K. (21.3.2.2)}$$

VUELTAS DE EMPALMES DE REFUERZO A FLEXIÓN

- ***Las vueltas de empalmes no son permitidas:***
 - ***Dentro del nudo***
 - ***En una distancia de $2h$ de la cara del apoyo o en la región de potencial articulación plástica***

12.2.2 – LONGITUD DE LA VUELTA DE EMPALME

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$$

12.2.2 – LONGITUD DE LA VUELTA DE EMPALME

- **Por 12.2.4:**

$\alpha = 1.3$ para barras superiores; $\alpha = 1.0$ para otras barras

$\beta = 1.0$ para barras sin recubrimiento

$\gamma = 1.0$ para barras del No. 7 y barras mayores

$\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal

$c = 1.5 + 0.5 + 1.128/2 = 2.56$ plg. (rige)

$= [24 - 2(1.5 + 0.5) - 1.128]/(2 \times 2) = 4.72$ plg.

LONGITUD DE LA VUELTA DE EMPALME

- *Para barras superiores:*

$$l_d = \frac{3}{40} \frac{60,000}{\sqrt{4,000}} \frac{1.3}{2.5} d_b = 37d_b = 41.7 \text{ in.}$$

- *Para barras inferiores:*

$$l_d = \frac{3}{40} \frac{60,000}{\sqrt{4,000}} \frac{1.0}{2.5} d_b = 28.5d_b = 32.2 \text{ in.}$$

LONGITUD DE LA VUELTA DE EMPALME

- ***2 barras del No. 9 son suficientes en el interior del claro:***

$$\phi M_n = 150.3 \text{ ft-kips}$$

$$> \phi M_n / 4 = 130.5 \text{ ft-kips}$$

LONGITUD DE LA VUELTA DE EMPALME

- ***Así, la longitud de desarrollo de las barras superiores puede ser reducida por un factor de exceso de refuerzo de $(A_s \text{ requerida} / A_s \text{ calculada}) = 2/3$ por 12.2.5:***

$$\lambda_d = 2/3 \times 41.7 = 27.8 \text{ plg.}$$

LONGITUD DE LA VUELTA DE EMPALME

- *Los empalmes tipo B son requeridos cuando todas las barras son empalmadas en el mismo lugar*
- *Longitud del empalme tipo B = $1.3 \times 32.2 = 41.9$ plg. Para las barras superiores*
- *Proporcionar longitud de empalmes de 3 pies-6 plg. para ambas barras superiores e inferiores*

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- *El punto de corte es determinado para 5 de las 8 barras superiores del No. 9, basado en M_{pr} y 0.9 veces la carga muerta del claro*
- *M_{pr}^+ y M_{pr}^- son calculados con $\phi = 1.0$ y $f_s = 1.25 f_y = 75$ ksi, ignorando el acero en compresión*

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- ***Para las 5 barras inferiores del No. 9:***

$$a = \frac{A_s f_s}{0.85 f'_c b} = \frac{5 \times 75}{0.85 \times 4 \times 24} = 4.6 \text{ in.}$$

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- ***Con $d = 20 - 1.5$ (recubrimiento libre)
– 0.5 (diámetro de estribos
del No. 4)
– 0.564 (diámetro de
barras/2 del No. 9)***

= 17.44 plg.

$$***M_{pr}^+ = A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = (5 \times 75) \left(17.44 - \frac{4.6}{2} \right) / 12 = 473.1 \text{ ft} \cdot \text{kips}***$$

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- ***Para las 8 barras superiores del
No. 9:***
- ***$M_{pr} = 688.2 \text{ ft-kips}$***

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- *Carga muerta en la viga:*

$$w_D = 3.45 \text{ kips/ft}$$

$$0.9w_D = 3.11 \text{ kips/ft}$$

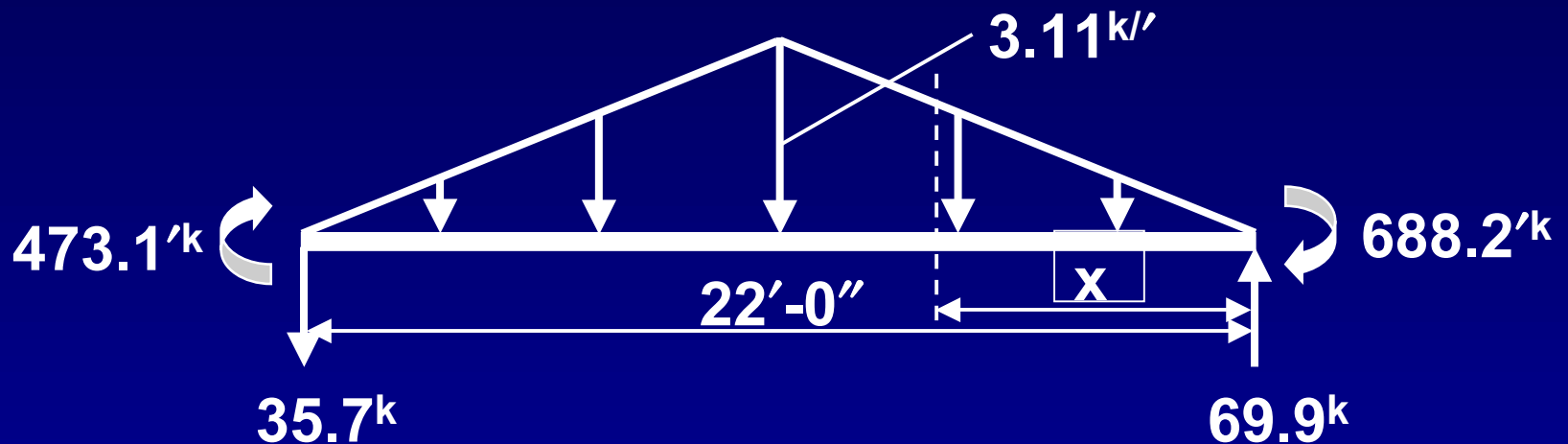
CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- *La distancia de la cara del soporte interior a donde el momento es igual a ϕM_n (3-No. 9) = 220.6 ft-kips:*

$$\frac{x}{2} \left(\frac{3.11x}{11} \right) \left(\frac{x}{3} \right) + 688.2 - 220.6 - 69.9x = 0$$

$$x = 6.91 \text{ pies}$$

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO



CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- ***Así, 5 aparte de las 8 barras superiores del No. 9 deben ser extendidas a una distancia $d = 17.44$ plg. (rige) o $12d_b = 13.54$ plg. Mas allá de la distancia x :***

$$6.91 + (17.44/12) = 8.4 \text{ pies}$$

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- ***Las barras deben extenderse la longitud de desarrollo total λ_d mas allá de la cara del apoyo:***

$$l_d = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\frac{c + K_{tr}}{d_b}} \right) d_b$$

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- ***Por 12.2.4:***

$\alpha = 1.3$ para barras superiores

$\beta = 1.0$ para barras sin recubrimiento

$\gamma = 1.0$ para barras del No. 7 y mayores

$\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal

$c = 1.5 + 0.5 + 1.128/2 = 2.56$ plg.

$= [24 - 2(1.5 + 0.5) - 1.128]/(2 \times 7)$

$= 1.35$ in. (rige)

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- **$K_{tr} = 0$ (conservador)**
- **$(c + K_{tr})/d_b = 1.35/1.128 = 1.2$**
- ***Así,***

$$l_d = \frac{3}{40} \frac{60,000}{\sqrt{4,000}} \frac{1.3}{1.2} d_b = 77d_b = 7.2 \text{ ft} < 8.4 \text{ ft}$$

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- ***Las 5 barras superiores del No. 9 deben extenderse al menos 8.4 pies mas allá de la cara del apoyo***

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- ***El refuerzo por flexión no deberá ser terminado en la zona de tensión a menos que una o mas condiciones de 12.10.5 sean cubiertas***
- ***Se puede mostrar en el punto de corte que $2\phi V_n/3 > V_u$ así las barras superiores pueden ser interrumpidas a 8.4 pies de la cara del apoyo***

CORTE DE BARRAS DE REFUERZO

- ***Se puede mostrar que 2 de las 5 barras inferiores del No. 9 pueden ser cortadas a 8.4 pies de la cara del apoyo***

MÍNIMA CONEXIÓN RESISTENTE

- ***21.6.2(b) – $\phi S_n \geq S_e$***
- ***S_n = Flexión nominal, cortante, o resistencia axial de la conexión***
- ***S_e = momento, cortante, o fuerza axial de la conexión correspondiente con el probable desarrollo de la resistencia***

MÍNIMA CONEXIÓN RESISTENTE

- $\phi V_n \geq V_e$

- $V_n = V_c + V_s$

$$= \frac{2\sqrt{4,000} \times 24 \times 17.44}{1,000} + \frac{(2 \times 0.2) \times 60 \times 17.44}{4}$$

$$= 52.9 + 104.6 = 157.5 \text{ kips}$$

MÍNIMA CONEXIÓN RESISTENTE

- $\phi V_n = 0.75 \times 157.5 = 118.2 \text{ kips}$
- $w_D = 3.45 \text{ kips/pie}$
- $w_L = 0.05 \times 24 = 1.2 \text{ kips/pie}$
- $1.2w_D + 0.5w_L = 4.74 \text{ kips/pie}$

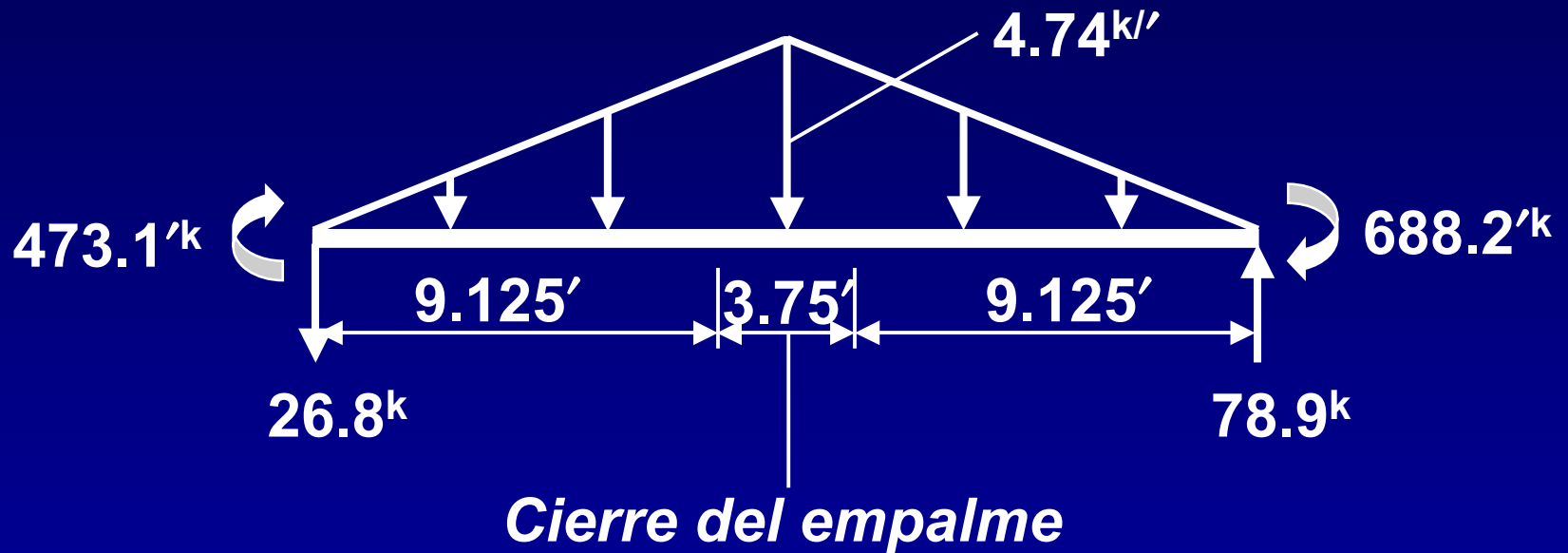
MÍNIMA CONEXIÓN RESISTENTE

- La máxima fuerza cortante en la conexión debido a cargas de gravedad y efectos de cargas sísmicas ocurre a 9.125 pies de la cara del soporte derecho:***

$$\text{Max. } V_e = 78.9 - \left(\frac{1}{2} \times 9.125 \times \frac{4.74 \times 9.125}{11} \right) = 61.0 \text{ kips}$$

$$< \phi V_n = 118.2 \text{ kips} \quad \text{O.K.}$$

MÍNIMA CONEXIÓN RESISTENTE



MÍNIMA CONEXIÓN RESISTENTE

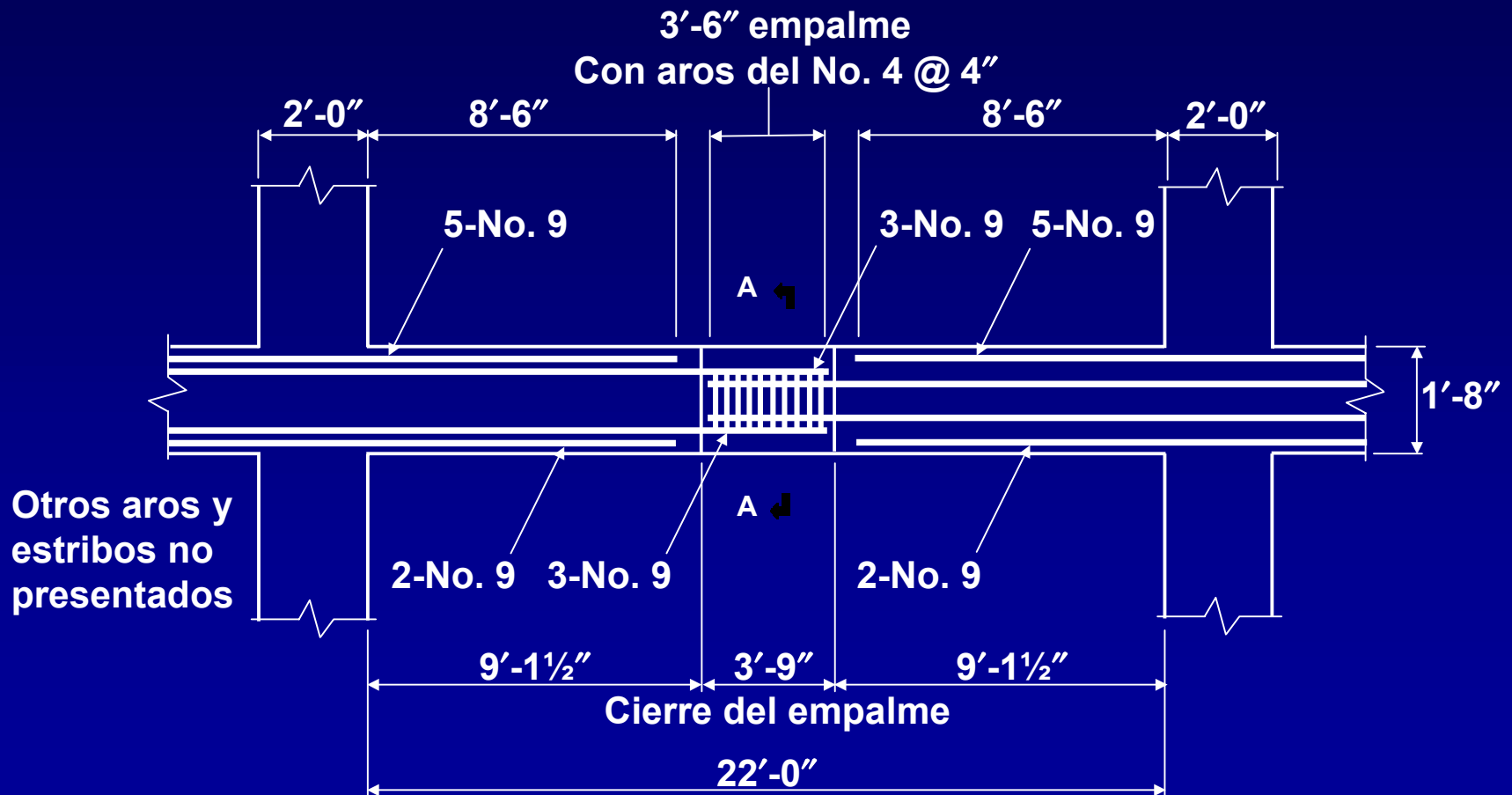
- *En la conexión:*
- $\phi M_n (3\text{-No. 9}) = 220.6 \text{ ft-kips}$

MÍNIMA CONEXIÓN RESISTENTE

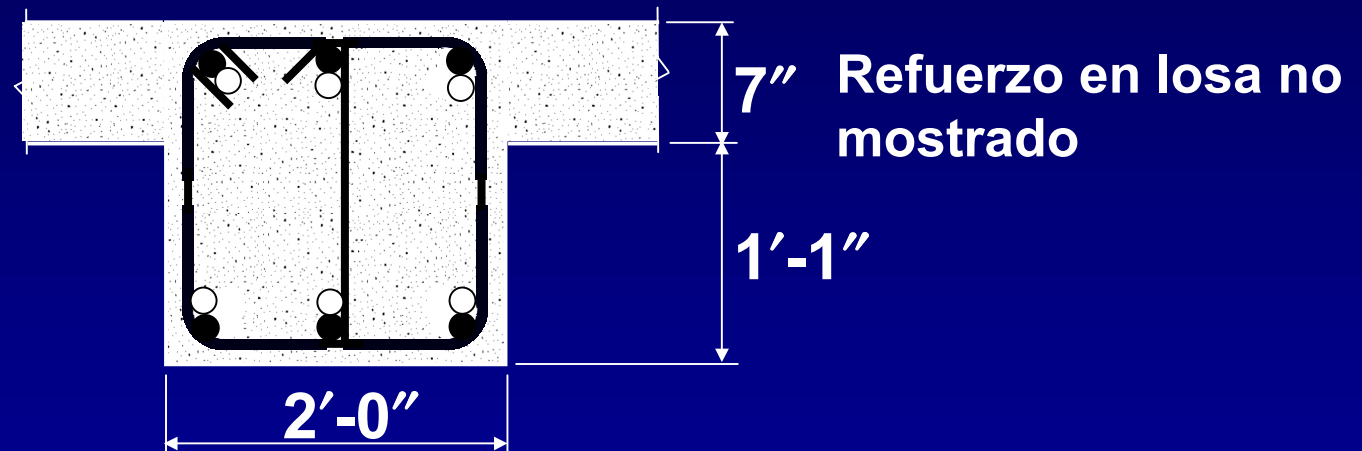
- ***El máximo momento en la conexión debido a cargas de gravedad y efectos de cargas sísmicas se presenta a 9.125 pies de la cara del soporte izquierdo:***

$$\text{Max. } M_e = 174.0 \text{ ft} - \text{kips} < \phi M_n = 220.6 \text{ ft} - \text{kips} \text{ O.K.}$$

DETALLES DEL REFUERZO



DETALLES DEL REFUERZO



Sección A-A

CONEXIÓN COLUMNA-COLUMNA A LA MITAD DE LA ALTURA

Fuerzas de diseño entre 2nd y 3rd pisos

Combinación de cargas	Carga axial, P_u (kips)	Momento, M_u (ft-kips)		Cortante, V_u (kips)
		Top	Bottom	
$1.2D + 0.5L$	1,402.6	-8.0	5.5	1.2
$1.2D + 0.5L + E$	1,609.8	-408.3	467.5	70.7
	1,195.4	392.3	-456.5	73.1
$0.9D + E$	1,125.8	-405.5	466.3	71.1
	711.4	395.1	-457.8	72.7

SELECCIÓN DEL REFUERZO

- ***Se puede mostrar que 12 barras del No. 10 son adecuadas para todas las combinaciones de carga***

REVISIÓN DE LA CUANTÍA DE REFUERZO

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{bh} = \frac{12 \times 1.27}{24 \times 24} = 0.0265$$

$$\rho_{min} = 0.01 < \rho_g = 0.0265 < \rho_{max} = 0.06$$

O.K. per 21.4.3.1

VERIFICACIÓN DEL REQUERIMIENTO DE COLUMNA FUERTE VIGA DEBÍL

- *Columna inferior del marco dentro del nudo:*

$$M_n = 1,182.3 \text{ ft-kips for } P_u = 711.4 \text{ kips}$$

- *Columna superior del marco dentro del nudo:*

$$M_n = 1,168.4 \text{ ft-kips for } P_u = 655.5 \text{ kips}$$

$$\Sigma M_c = 1,182.3 + 1,168.4 = 2,350.7 \text{ ft-kips}$$

VERIFICACIÓN DEL REQUERIMIENTO DE COLUMNA FUERTE VIGA DEBÍL

- Vigas del marco en las columnas:***

$$***M^-_n = 736.0 \text{ ft-kips and } M^+_n = 459.0 \text{ ft-kips}***$$

- (incluye el refuerzo de la losa en el ancho efectivo de la losa)***

$$***\Sigma M_g = 736.0 + 459.0 = 1,195.0 \text{ ft-kips}***$$

VERIFICACIÓN DEL REQUERIMIENTO DE COLUMNA FUERTE VIGA DEBÍL

$$\Sigma M_c = 2,350.7 \text{ ft-kips}$$

$$> 6/5 \Sigma M_g = 1.2(1,195) = 1,434 \text{ ft-kips}$$

O.K por 21.4.2.2

REFUERZO DE CONFINAMIENTO

- ***En este reglamento se intenta prevenir un mecanismo de piso, similar a prevenir la fluencia local en una columna.***
- ***El factor $6/5$ es claramente insuficiente para prevenir la fluencia de la columna si en ambas vigas adyacentes se forman articulaciones plásticas. Por lo tanto, refuerzo de confinamiento es requerido en las regiones potenciales de articulación plástica de una columna de marco.***

RESISTENCIA MÍNIMA DE LA CONEXIÓN

- ***En conexiones columna-columna
(21.6.2(d)):***

$$\phi M_n \geq 0.4 M_{pr}$$

RESISTENCIA MÍNIMA DE LA CONEXIÓN

- ***Para la columna entre el 2nd y 3rd piso con $P_u = 711.4$ kips,***

$$***M_{pr} = 1,244.1 \text{ ft-kips}***$$

del análisis de compatibilidad de deformaciones

RESISTENCIA MÍNIMA DE LA CONEXIÓN

- ***Como se indica arriba, $M_n = 1,182.3$ ft-kips for $P_u = 711.4$ kips***

$\varepsilon_t = 0.00223$ del análisis de compatibilidad de deformaciones

$$\phi = 0.48 + (83 \times 0.00223) = 0.67 \text{ (9.3.2.2)}$$

RESISTENCIA MÍNIMA DE LA CONEXIÓN

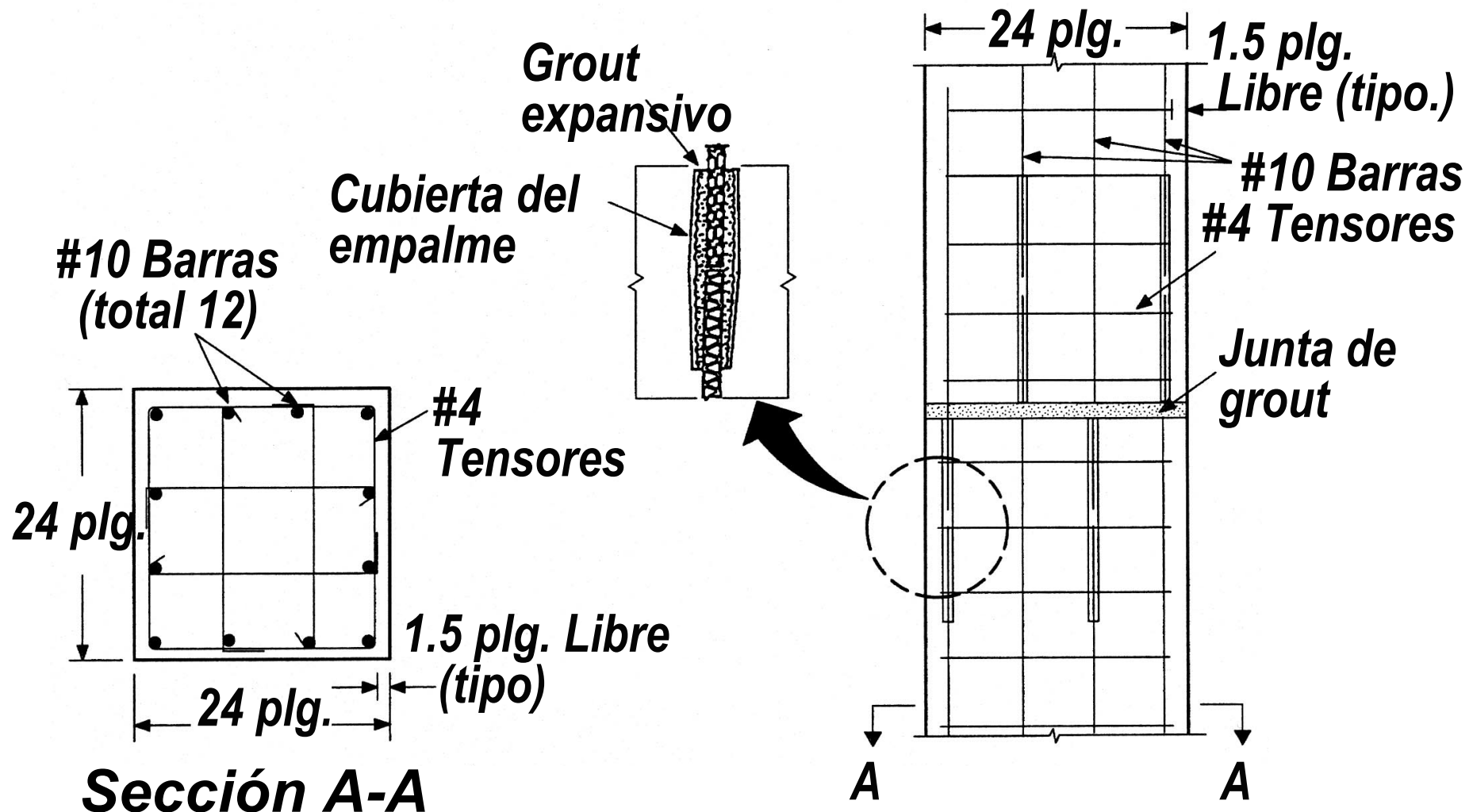
- ***Por lo tanto,***

$$\phi M_n = 0.67 \times 1,182.3 = 792.1 \text{ ft-kips}$$

$$> 0.4M_{pr} = 0.4 \times 1,244.1 = 497.6 \text{ ft-kips}$$

O.K. por 21.6.2(d)

CONEXIÓN RESISTENTE COLUMNA-COLUMNA A LA MITAD DE LA ALTURA ENTRE EL 2ND Y 3RD PISO



CONEXIÓN COLUMNA-COLUMNA A LA MITAD DE LA ALTURA

- **Notas:**
 - *El soldado de las puntas puede ser empleado como una opción del contratista*
 - *La distancia centro a centro entre empalmes alternados de barras = 24 plg.*
 - *Los empalmes tipo 2 de acuerdo a 21.2.6.1(b) no necesitan escalonarse*

CONEXIÓN RESISTENTE COLUMNA-CARA EN VIGA

- ***Conexión resistente entre viga prefabricada en el 2nd piso y el claro exterior del marco transversal***
- ***La viga es reforzada con 5 barras del No. 9 en la parte superior y con 4 barras del No. 9 en la parte inferior***

CONEXIÓN RESISTENTE COLUMNA-CARA EN VIGA

- ***Para las 4 barras inferiores del
No. 9:***

$$a = \frac{A_s f_s}{0.85 f'_c b} = \frac{4 \times 75}{0.85 \times 4 \times 24} = 3.7 \text{ in.}$$

$$M_{pr}^+ = (4 \times 75) \left(23.44 - \frac{3.7}{2} \right) / 12 = 539.8 \text{ ft - kips}$$

CONEXIÓN RESISTENTE COLUMNA-CARA EN VIGA

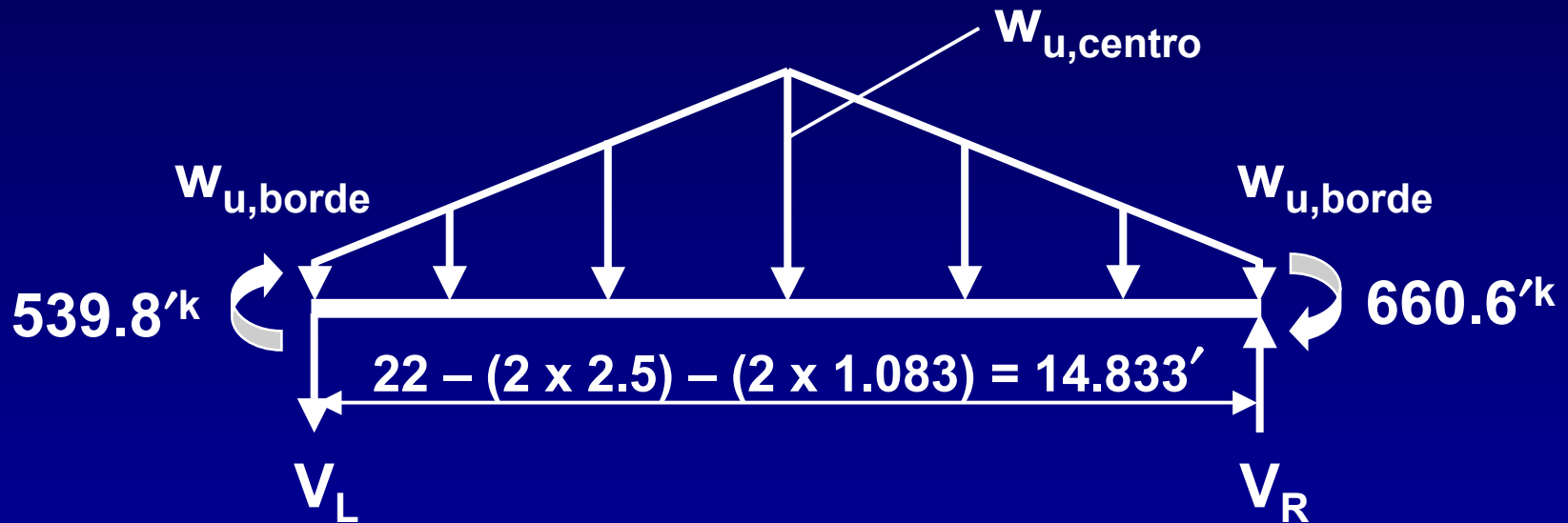
- ***Para las 5 barras superiores del
No. 9:***

$$***M_{pr} = 660.6 \text{ ft-kips}***$$

CONEXIÓN RESISTENTE COLUMNA-CARA EN VIGA

- ***Asumir 2 pies-6 plg. de concreto colado en el lugar para la junta de cierre***
- ***El centro de la región de articulación plástica a $h/2 = 13$ plg. = 1.083 pies de la cara de la junta de cierre***

CLARO DE VIGAS ENTRE CENTROS DE REGIONES DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA



CÁLCULO DE LAS FUERZAS CORTANTES EN LOS CENTROS DE REGIONES DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA

- ***Combinación de carga 1: $U = 1.2D + 0.5L + E$***

$$***w_{u,mid} = 2.93 \text{ kips/pie}***$$

$$***w_{u,end} = 0.96 \text{ kips/pie}***$$

$$***V_R = 95.4 \text{ kips}***$$

$$***V_L = 66.6 \text{ kips}***$$

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN REQUERIDA EN LAS CONEXIONES

- **Combinación de carga 1: $U = 1.2D + 0.5L + E$**

$$\phi M_{n \text{ CONNECTION}}^{+} = 539.8 + 66.6 \left(2.5 + \frac{13}{12} \right) = 778.5 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$\phi M_{n \text{ CONNECTION}}^{-} = 660.6 + 95.4 \left(2.5 + \frac{13}{12} \right) = 1,002.5 \text{ ft} - \text{kips}$$

CÁLCULO DE LAS FUERZAS CORTANTES EN EL CENTRO DE LAS REGIONES DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA

- **Combinación de carga 2: $U = 0.9D + E$**

$$W_{u,centro} = 1.95 \text{ kips/pie}$$

$$W_{u,borde} = 0.64 \text{ kips/pie}$$

$$V_R = 90.5 \text{ kips}$$

$$V_L = 71.3 \text{ kips}$$

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN REQUERIDA EN LA CONEXIÓN

- **Combinación de carga 2: $U = 0.9D + E$**

$$\phi M_{n \text{ CONNECTION}}^{+} = 539.8 + 71.3 \left(2.5 + \frac{13}{12} \right) = 795.3 \text{ ft - kips}$$

$$\phi M_{n \text{ CONNECTION}}^{-} = 660.6 + 90.5 \left(2.5 + \frac{13}{12} \right) = 984.9 \text{ ft - kips}$$

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN REQUERIDA EN LA CONEXIÓN

- ***Momento resistente de diseño requerido
en la conexión***

$$\phi M_{n \text{ CONNECTION}}^{+} = 795.3 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$\phi M_{n \text{ CONNECTION}}^{-} = 1,002.5 \text{ ft} - \text{kips}$$

RESISTENCIA DE DISEÑO DE LA CONEXIÓN

- ***Colocar adicionalmente a las 4 barras del No. 9, 5 barras del No. 9 en la parte inferior
(2 capas)***
- ***Colocar adicionalmente a las 5 barras del No. 9, 7 barras del No. 9 en la parte superior de la sección
(2 capas)***

RESISTENCIA DE DISEÑO DE LA CONEXIÓN

- Del análisis de compatibilidad de deformaciones:***

$$\phi M_n^+ = 806.2 \text{ ft} - \text{kips} > \phi M_{n \text{ CONNECTION}}^+ = 795.3 \text{ ft} - \text{kips} \text{ O.K.}$$

$$\phi M_n^- = 1,038.8 \text{ ft} - \text{kips} > \phi M_{n \text{ CONNECTION}}^- = 1,002.5 \text{ ft} - \text{kips} \text{ O.K.}$$

RESISTENCIA DE DISEÑO DE LA CONEXIÓN

- *Para ambas capacidades de momento, positivo y negativo, la sección es controlado por tensión ($\phi = 0.9$)*
- *Máxima cuantía de refuerzo = $(12 \times 1.0)/(24 \times 22.21) = 0.023$*

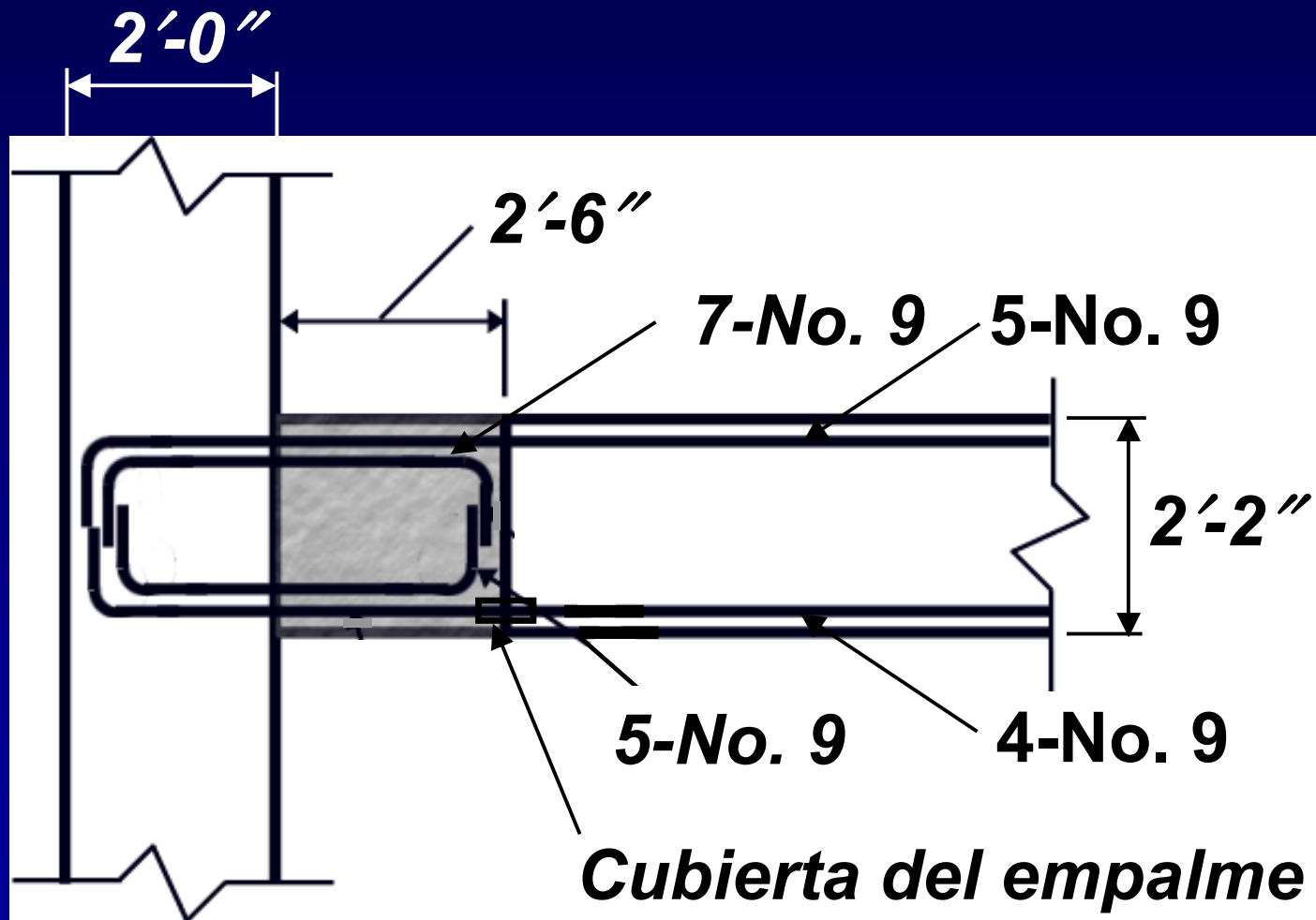
< 0.025 O.K. por 21.3.2.1

ANCLAJES Y EMPALMES

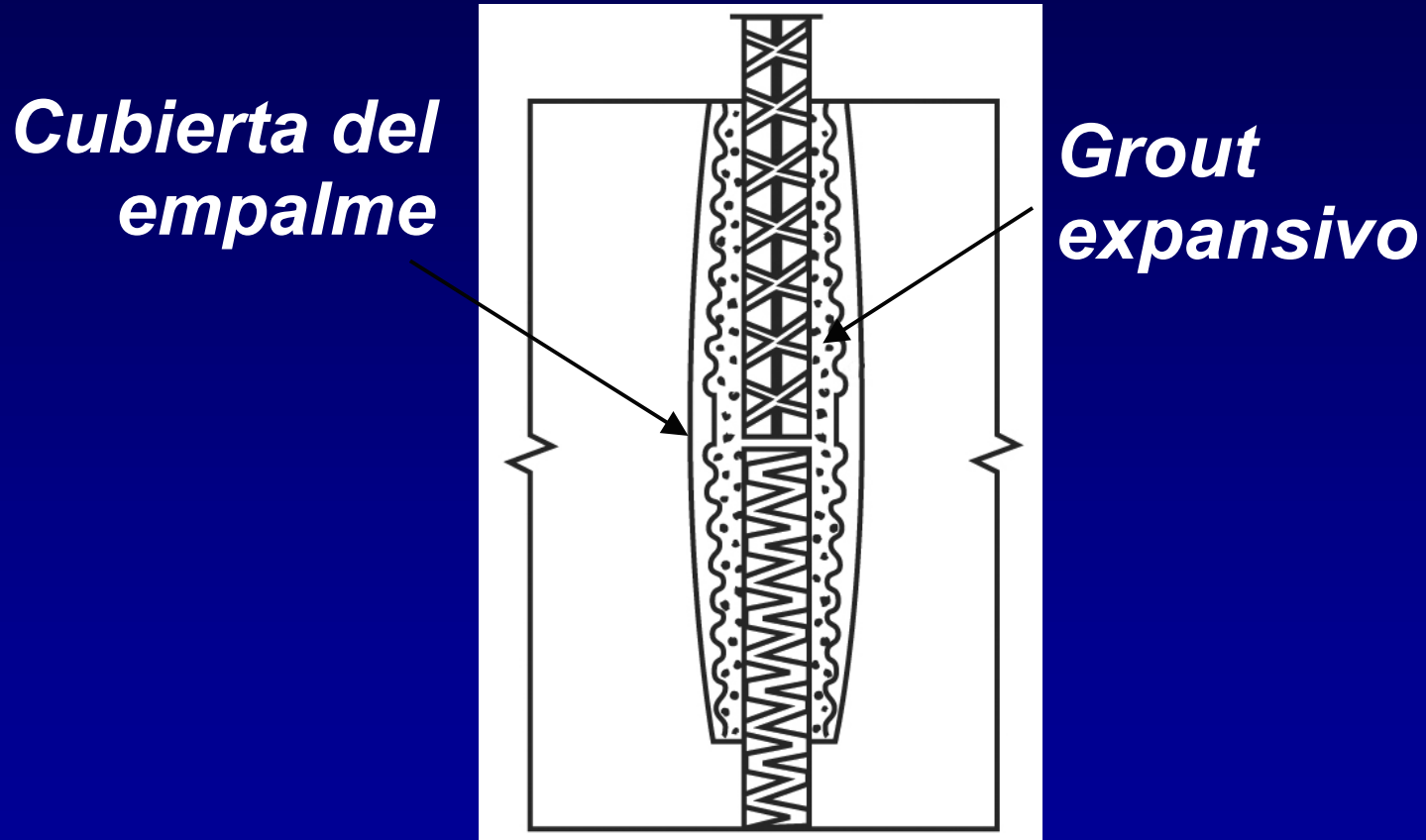
- ***Mínima longitud de desarrollo por 21.5.4.1:***

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{65 \sqrt{f'_c}} = \frac{(60,000)(1.128)}{65 \sqrt{4,000}} = 16.5 \text{ in.}$$

DETALLES DEL REFUERZO



DETALLES DEL REFUERZO



Detalle de la cubierta del empalme