

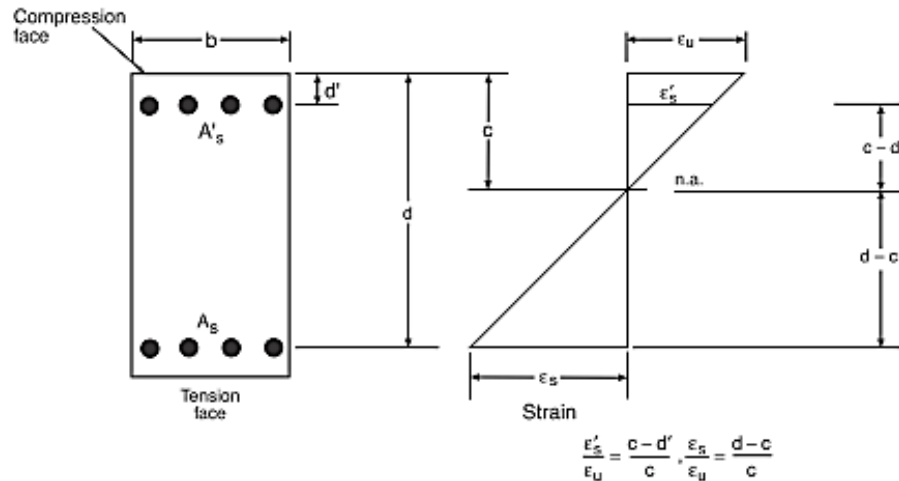
# Consideraciones generales para el diseño de estructuras de concreto método LRFD

De acuerdo al ACI 318-19, se tiene los siguientes supuestos de diseño:

**22.2.1.1** Debe cumplir con la condición de equilibrio y compatibilidad de deformaciones

## Supuesto 1

22.2.1.2 Las deformaciones unitarias en el concreto y el refuerzo no preesforzado deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.



(a) Flexure

## Supuesto 2

22.2.2.1 La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003.

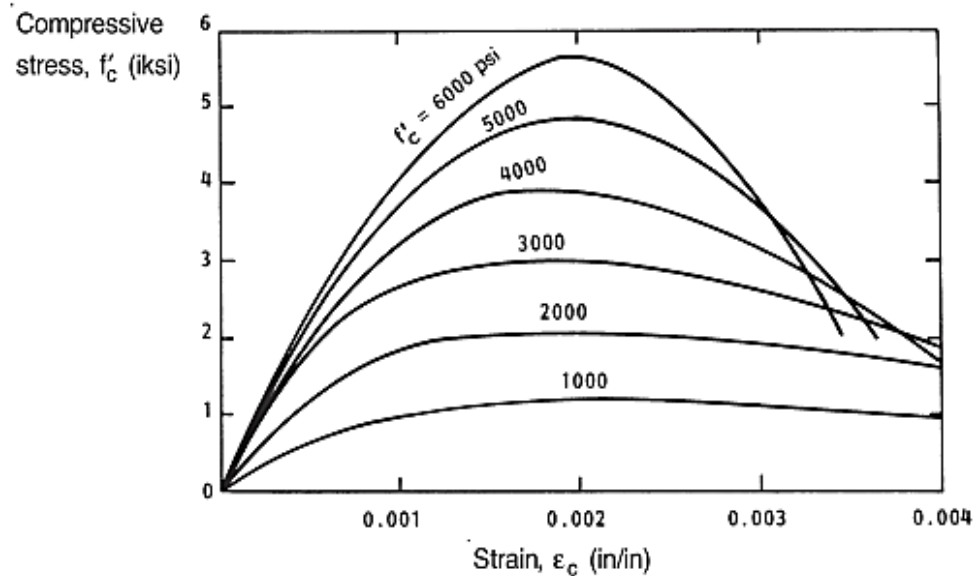
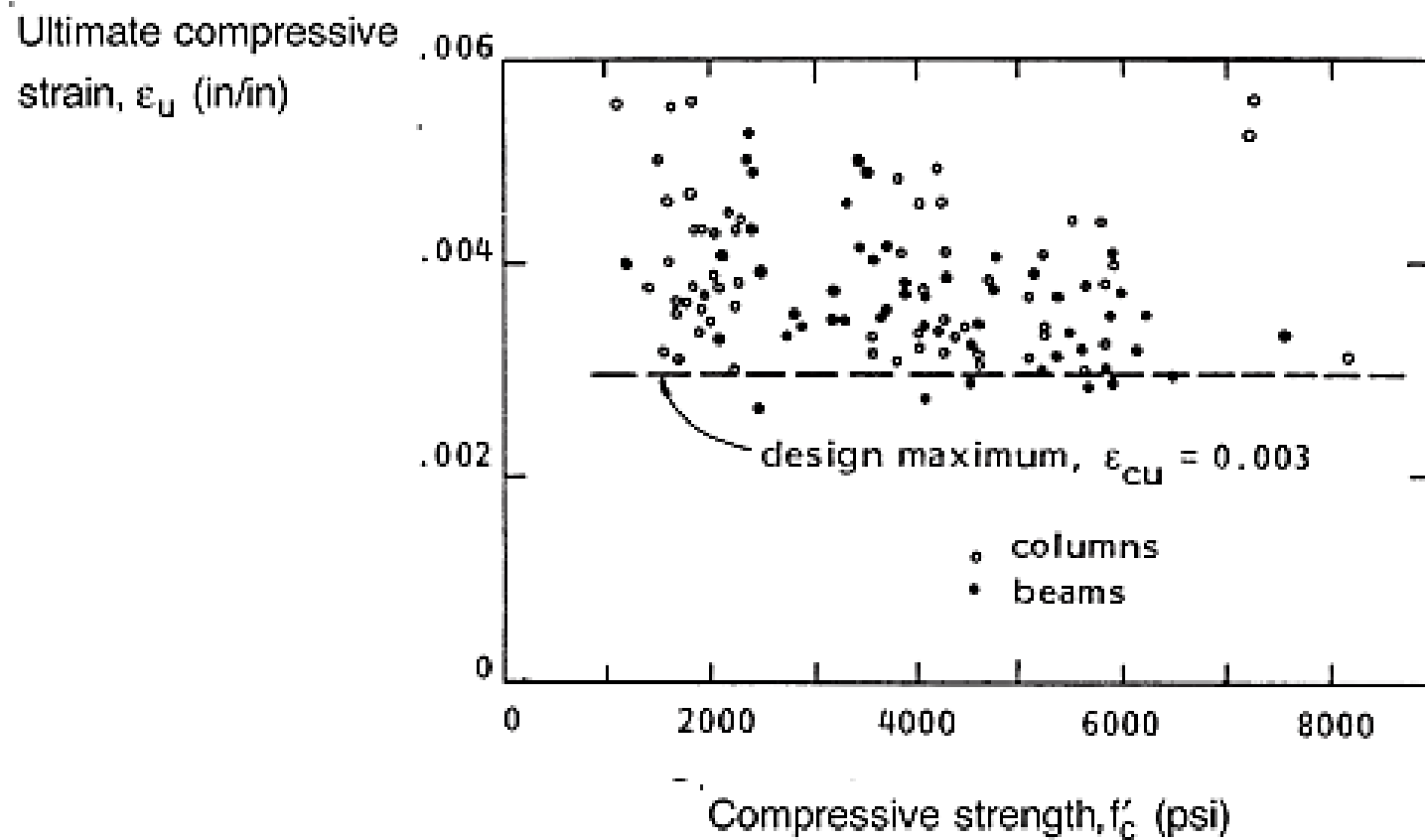


Figure 6-5 Typical Stress-Strain Curves for Concrete



### Supuesto 3

20.2.2.1 Para barras y alambres no preesforzados, el esfuerzo menor que  $f_y$  debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para resistencias mayores a la correspondiente a  $f_y$  el esfuerzo debe considerarse independientemente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .

$$\epsilon_s \leq \epsilon_y \text{ (yield strain):}$$

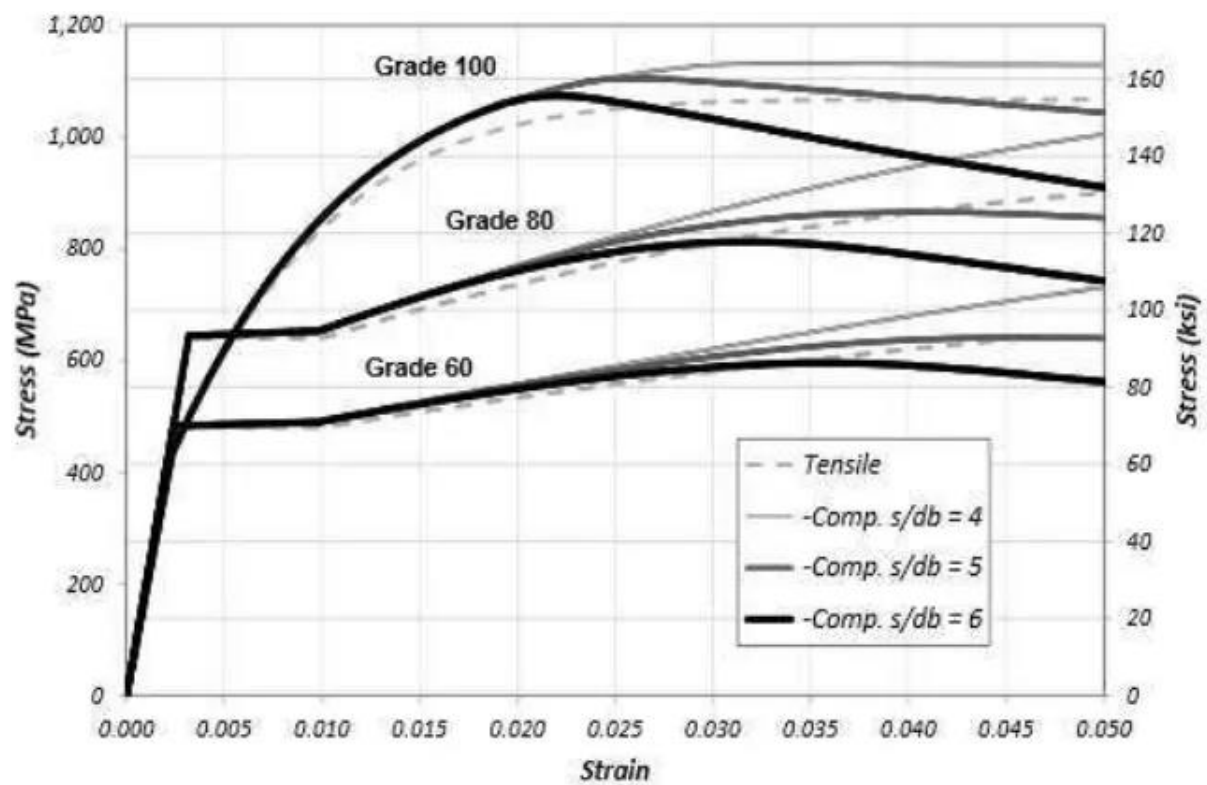
$$f_s = E_s \epsilon_s$$

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y:$$

$$f_s = E_s \epsilon_y = f_y$$

$$A_s f_s = A_s f_y$$



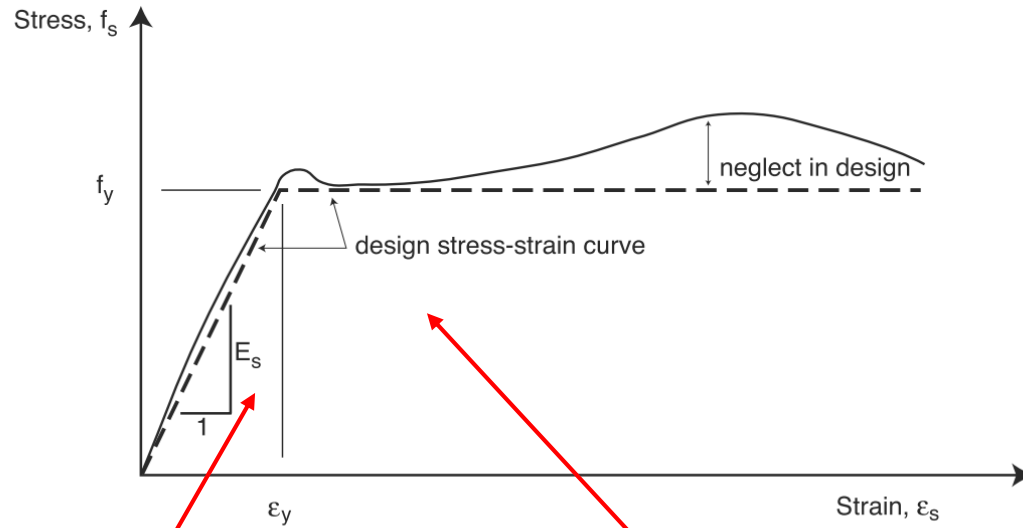


Figure 6-2 Stress-Strain Relationship for Reinforcement

$\epsilon_s \leq \epsilon_y$  (yield strain):

$$f_s = E_s \epsilon_s$$

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y$ :

$$f_s = E_s \epsilon_y = f_y$$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

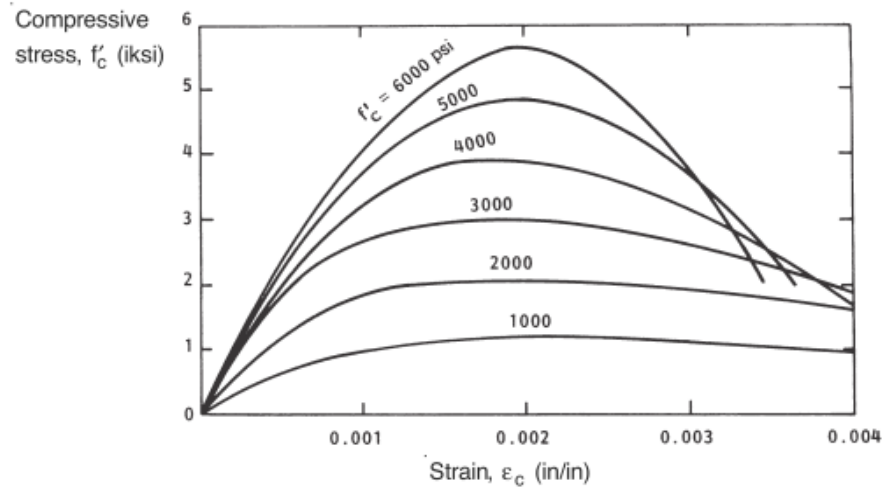
## **Supuesto 4**

22.2.2.2 La resistencia a la tracción del concreto debe despreciarse en los cálculos de resistencia a flexión y resistencia axial.



## Supuesto 5

22.2.2.3 La relación entre los esfuerzos de compresión y la deformación unitaria en el concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que lleve a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.



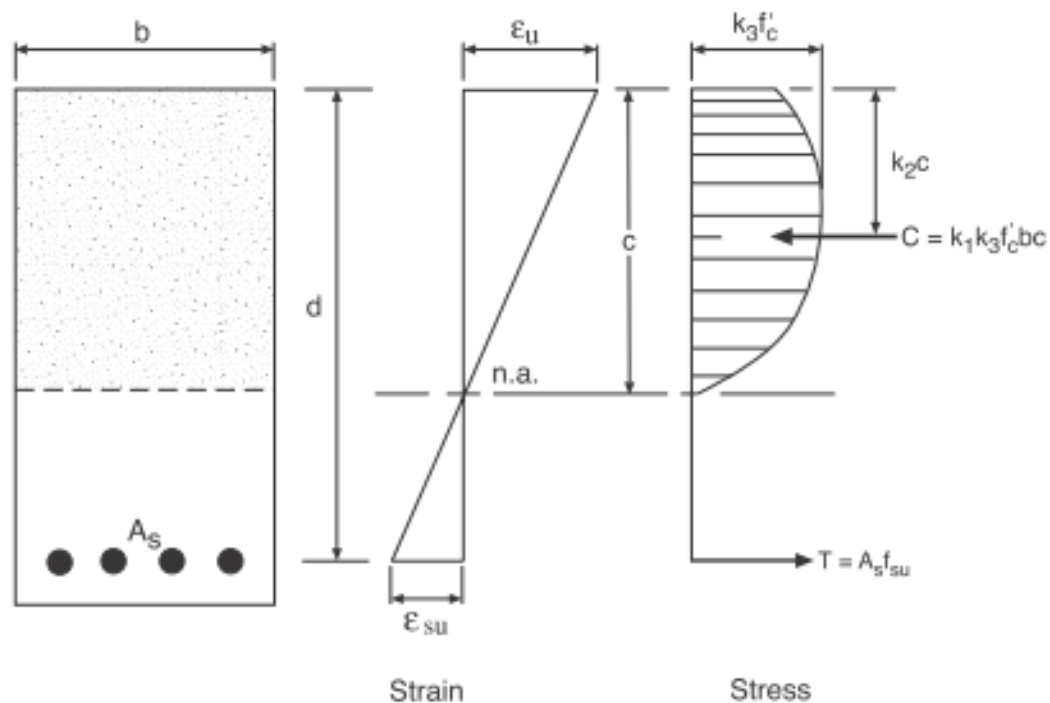
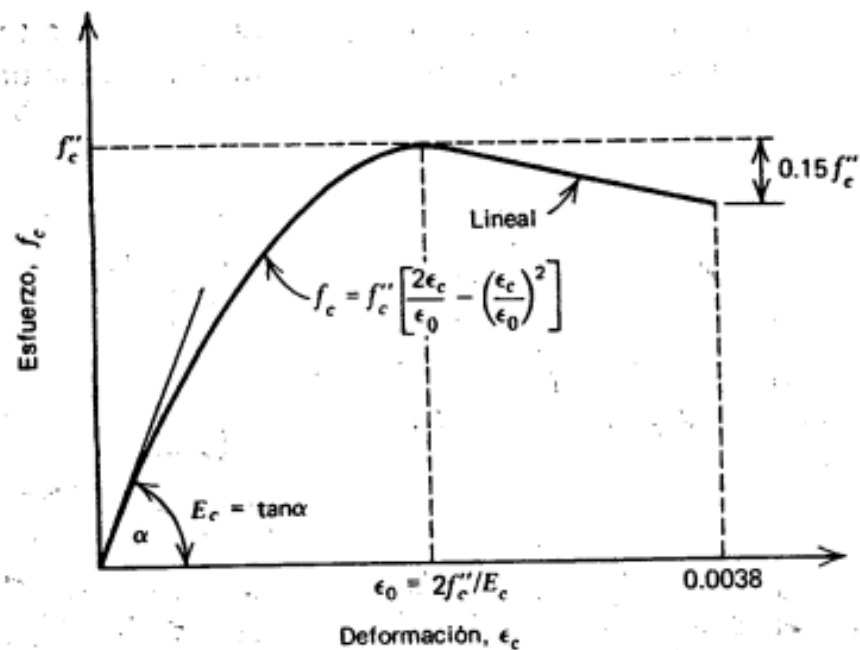
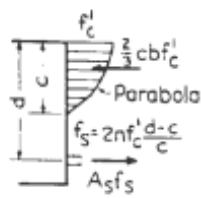


Figure 6-6 Actual Stress-Strain Conditions at Nominal Strength in Flexure

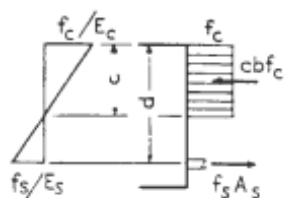
$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{k_2}{k_1 k_3} \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right)$$



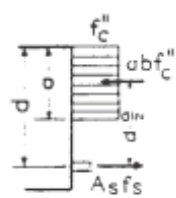
**Figura 2.3.** Curva idealizada esfuerzo deformación para el concreto en compresión uniaxial



(1899)

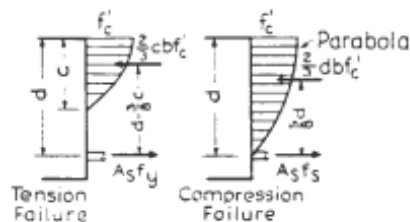


(1904)

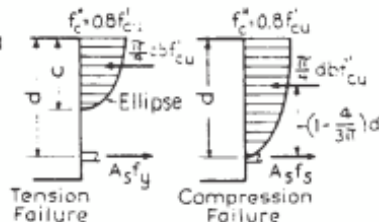


(1912)

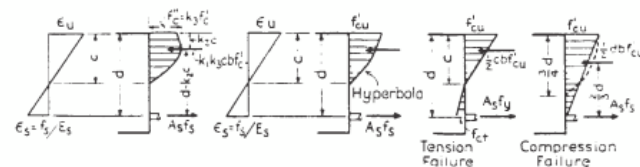
ASCE-ACE Joint Comm.



(1914)



(1922)

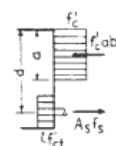


(1932)

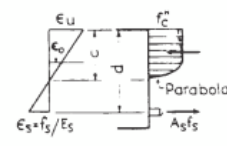
ASCE-ACI Joint Comm.

(1933)

(1933)

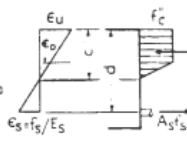


(1934)

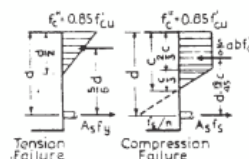


(1935)

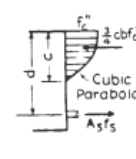
PCA



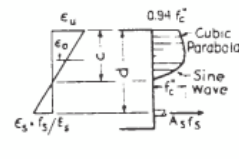
(1936)



(1936)



(1938)



(1949)

Figure 6-1 Development of Ultimate Strength Theories of Flexure

## Supuesto 6

22.2.2.4 La distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto definida en 22.2.2.4.1 hasta 22.2.2.4.3 cumple con 22.2.2.3.

22.2.2.4.1 Se debe suponer un esfuerzo de  $0.85 f'_c$  uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia  $a$  de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, tal como se calcula con:

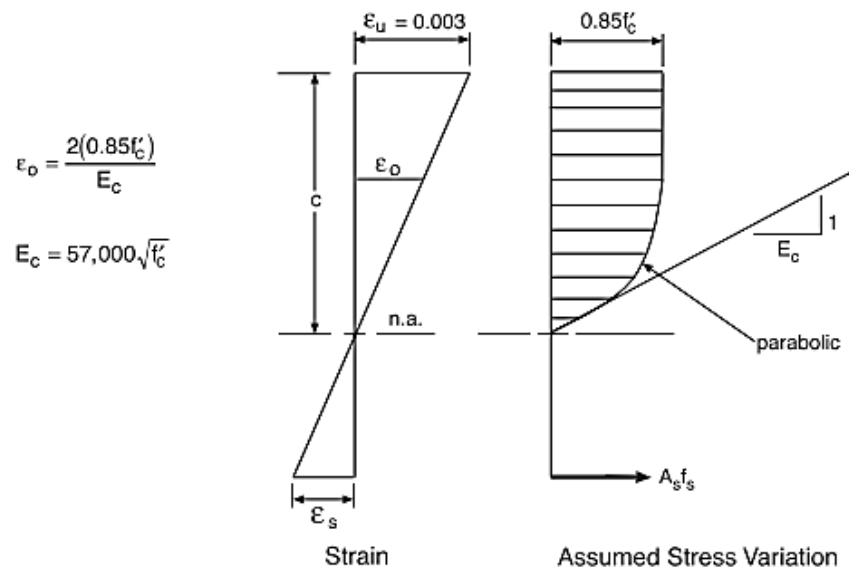
$$a = \beta_1 c \quad (22.2.2.4.1)$$

22.2.2.4.2 La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro,  $c$ , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

22.2.2.4.3 Los valores de  $\beta_1$  deben estar de acuerdo con la Tabla 22.2.2.4.3.

**Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de  $\beta_1$  para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.**

$f'_c$ , lb./pulg. <sup>2</sup>	$\beta_1$	
$2500 \leq f'_c \leq 4000$	0.85	(a)
$4000 < f'_c < 8000$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$	(b)
$f'_c \geq 8000$	0.65	(c)



Concrete	Steel
$0 < \epsilon_c < \epsilon_o : f_c = 0.85f'_c \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right]$	$\epsilon_s \leq \epsilon_y : f_s = \epsilon_s E_s$
$\epsilon_c \geq \epsilon_o : f_c = 0.85f'_c$	$\epsilon_s > \epsilon_y : f_s = f_y$
	$E_s = 29,000,000 \text{ psi}$

*Figure 6-8 Historic PCA Stress-Strain Relationship*

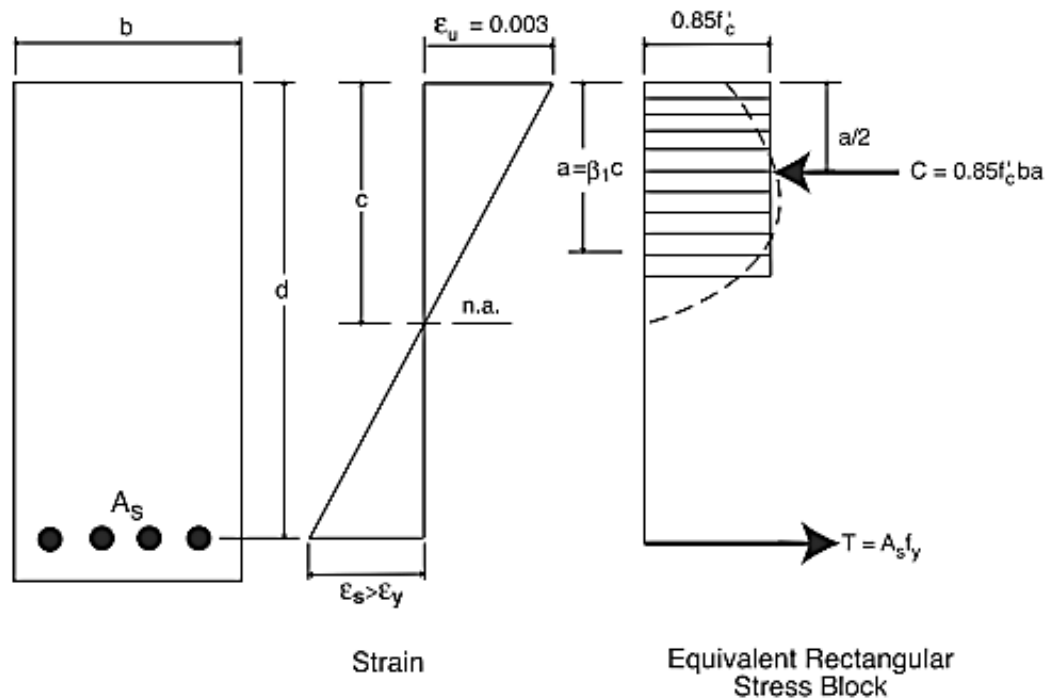


Figure 6-9 Equivalent Rectangular Concrete Stress Distribution (ACI)



Momento nominal de la sección:

$$Mn = As * fy \left( d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * b} \right)$$

# Método de diseño por resistencia, factores de reducción, equilibrio estático

## Combinaciones de carga

**Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga**

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	$D$
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	$L$
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	$W$
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	$E$
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	$W$
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	$E$

$$1.4 M$$

$$1.2 M + 1.6 V + 0.5 (V_t \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R)$$

$$1.2 M + V + 1.6 (V_t \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R)$$

$$1.2 M + V + S_{vd} \pm S_{hd}$$

$$0.9 M - S_{vd} \pm S_{hd}$$

(CR1)

(CR2)

(CR3)

(CR4)

(CR5)

Tabla 8.2.4-1 — Notación

Tipo de carga	Símbolo en la combinación	Referencia
Cargas muertas	<b>M</b>	Capítulo 2
Cargas vivas	<b>V</b>	Capítulo 3
Cargas vivas de techo	<b>V<sub>t</sub></b>	Capítulo 3
Carga sísmica horizontal	<b>S<sub>hd</sub></b>	Capítulo 4
Carga sísmica vertical	<b>S<sub>vd</sub></b>	Sección 4.5.9
Cargas de viento	<b>W</b>	Capítulo 5
Cargas de tefra volcánica	<b>A<sub>R</sub></b>	Sección 6.1
Presión de fluidos	<b>F</b>	Sección 6.2
Presiones de material a granel	<b>G</b>	Sección 6.3
Empujes de suelos	<b>G</b>	Sección 6.4
Sub-presiones hidrostáticas	<b>G</b>	Sección 6.5
Cargas de lluvia	<b>P<sub>L</sub></b>	Sección 6.6
Efectos de cambios de temperatura	<b>T</b>	Sección 6.7
Carga de impacto	<b>I<sub>p</sub></b>	Sección 7.2
Carga de explosión	<b>X</b>	Sección 7.3

# Factores de reducción de resistencia

**Tabla 21.2.1 — Factores de reducción de resistencia,**  
 $\phi$

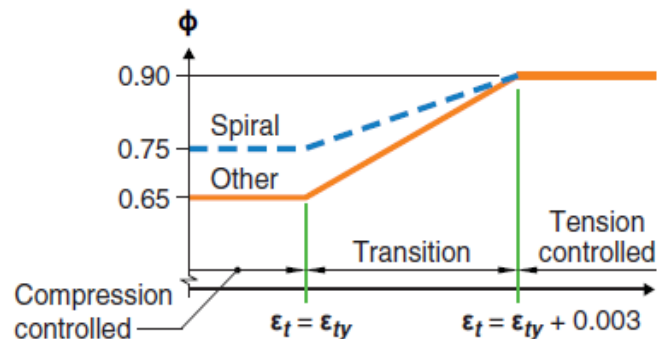
Acción o Elemento Estructural		$\phi$	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, $\phi$ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	—

Acción o Elemento Estructural		$\phi$	Excepciones
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	—
(i)	Elementos de concreto simple	0.6	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

**Table 21.2.2—Strength reduction factor  $\phi$  for moment, axial force, or combined moment and axial force**

Net tensile strain $\epsilon_t$	Classification	$\phi$			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transition <sup>[1]</sup>	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

<sup>[1]</sup>For sections classified as transition, it shall be permitted to use  $\phi$  corresponding to compression-controlled sections.



**Fig. R21.2.2b—Variation of  $\phi$  with net tensile strain in extreme tension reinforcement,  $\epsilon_t$ .**

21.2.4 Para estructuras que dependen de elementos de (a), (b) o (c) para resistir los efectos sísmicos,  $E$ , el valor de  $\phi$  para cortante debe modificarse de acuerdo con 21.2.4.1 hasta 21.2.4.3:

(a) Pórticos especiales resistentes a momento

(b) Muros estructurales especiales

(c) Muros estructurales intermedios prefabricados en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F.

21.2.4.1 En cualquier elemento que se diseñe para resistir  $E$ ,  $\phi$  para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a momento del elemento. La resistencia nominal a momento debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas críticas e incluyendo  $E$ .

21.2.4.2 El valor de  $\phi$  para cortante en diafragmas no debe exceder el valor mínimo de  $\phi$  para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas.

21.2.4.3 En nudos viga-columna y vigas de acople reforzadas en forma diagonal,  $\phi$  para cortante debe ser 0.85.

# Carga ultima y resistencia de diseño

Consideraciones de diseño:

$$\phi S_n \geq U$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ (Momento)}$$

$$\phi V_n \geq V_u \text{ (Corte)}$$

$$\phi T_n \geq T_u \text{ (Torsión)}$$

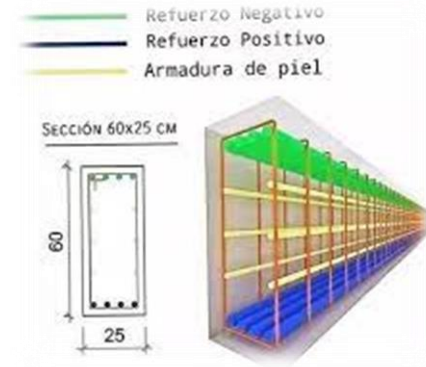
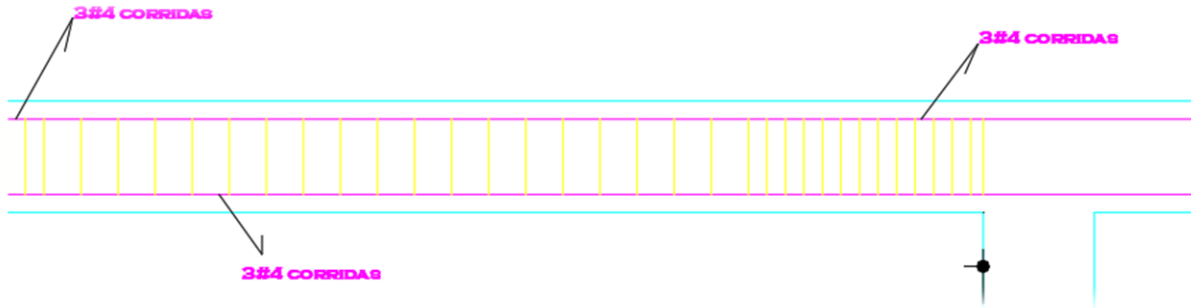
$$\phi P_n \geq P_u \text{ (Carga axial)}$$

Donde  $\phi S_n$  = Resistencia de diseño (Resistencia nominal por factor de reducción de resistencia)

U = Carga ultima mayorada

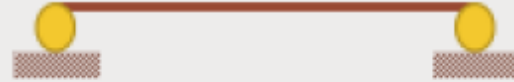


# DISEÑO DE VIGAS A FLEXION

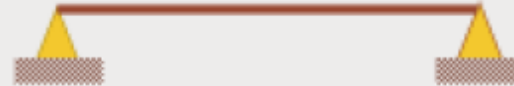


# TIPOS DE VIGAS POR SUS APOYOS

- Vigas simplemente apoyadas



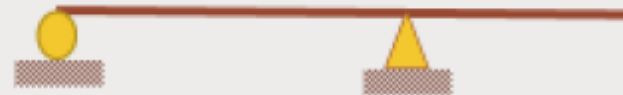
- Vigas articuladas



- Vigas empotradas



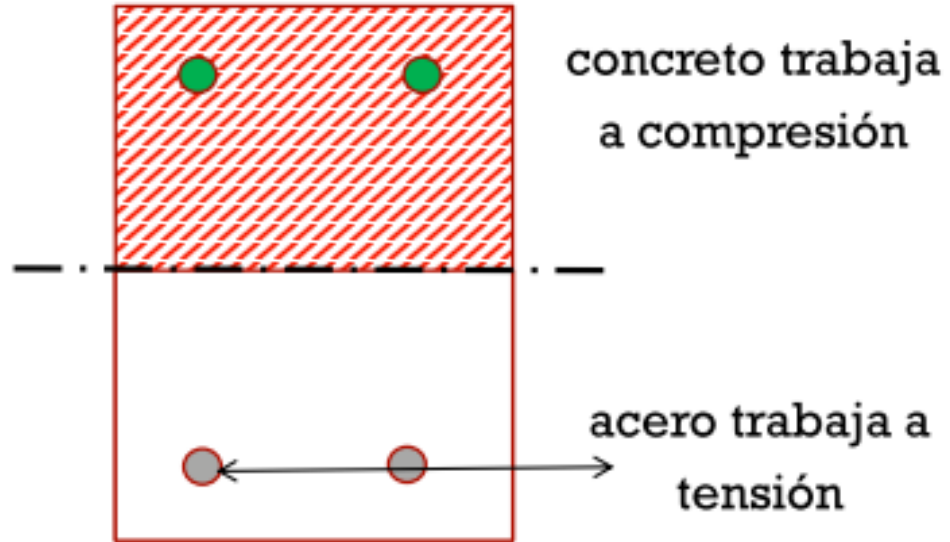
- Vigas en voladizo



# VIGAS SIMPLEMENTE REFORZADAS:

Vigas donde el concreto trabaja a compresión y el acero a tensión.

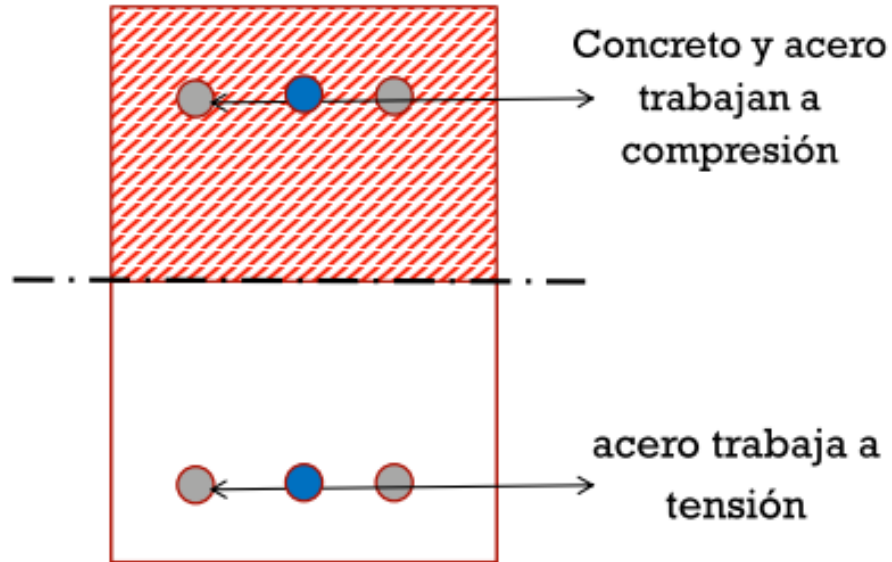
## TIPOS DE VIGAS de concreto reforzado



# VIGAS DOBLEMENTE REFORZADAS:

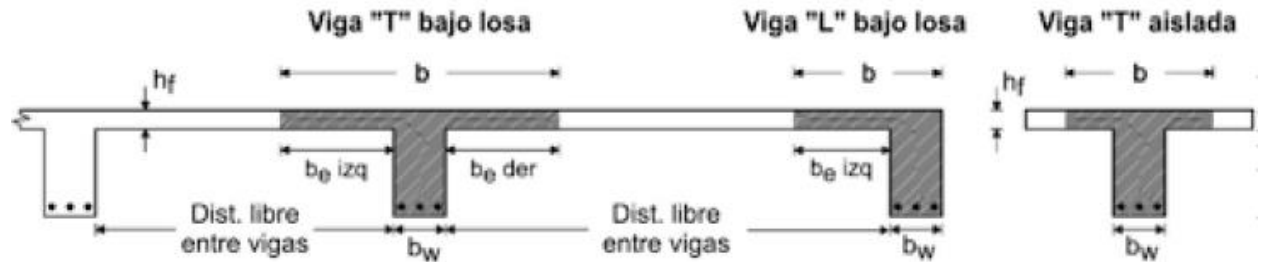
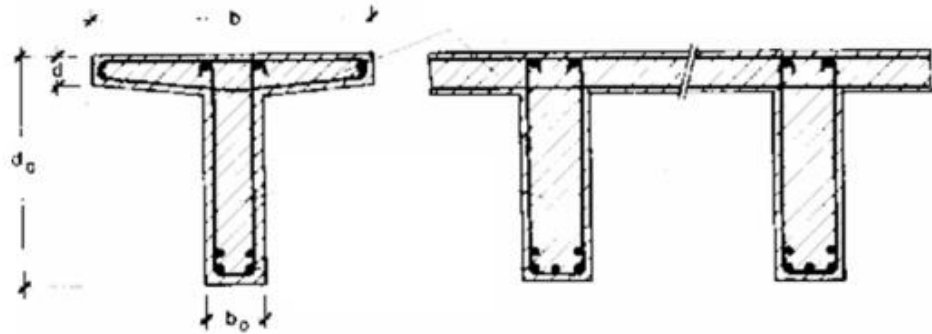
Vigas donde el concreto trabaja a compresión y el acero a tensión y compresión.

## TIPOS DE VIGAS de concreto reforzado



# VIGAS "T":

## TIPOS DE VIGAS de concreto reforzado



# VIGAS PREESFORZADAS:

- PRETENSADAS
- POSTENSADAS

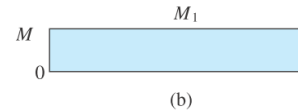
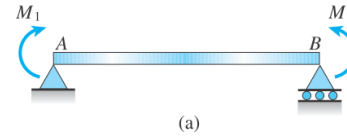
**TIPOS DE  
VIGAS  
de concreto  
reforzado**



# Flexión en vigas

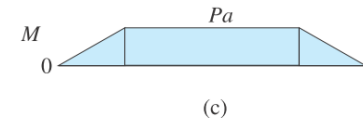
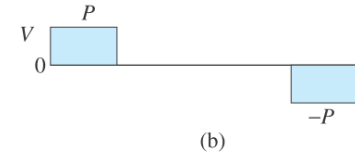
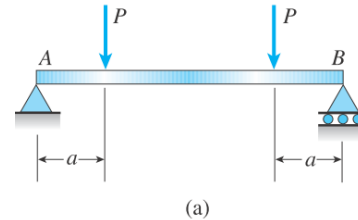
## 1. Flexión pura:

se refiere a la flexión de una viga ante un momento flexionante constante.

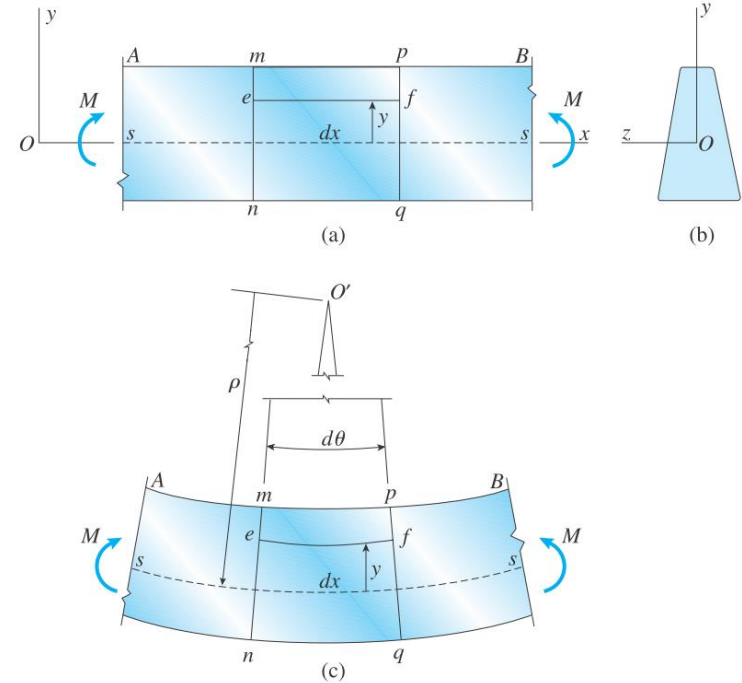


## 2. Flexión no uniforme:

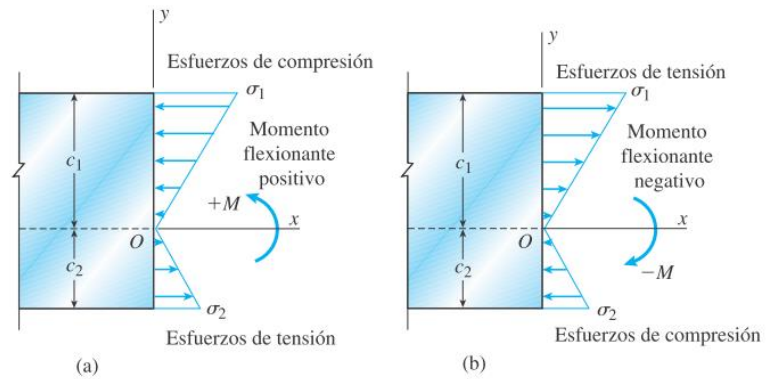
se refiere a la flexión en presencia de fuerzas cortantes, lo cual significa que el momento flexionante cambia conforme nos movemos a lo largo del eje de la viga.



- Se considera una viga sujeta a flexión pura como se aprecia en la figura. Se estudiará una porción de la misma denotada por  $dx$ .
- Se define un origen  $O$  en el plano medio de la viga definido como el eje neutro, ya que en ese lugar no existen deformaciones unitarias.
- En la parte superior la viga sufre compresión y en la inferior tensión, lo cual produce un acortamiento y alargamiento respectivamente.







$$\sigma_1 = -\frac{Mc_1}{I} = -\frac{M}{S_1}$$

$$\sigma_2 = \frac{Mc_2}{I} = \frac{M}{S_2} \quad (5.14a,b)$$

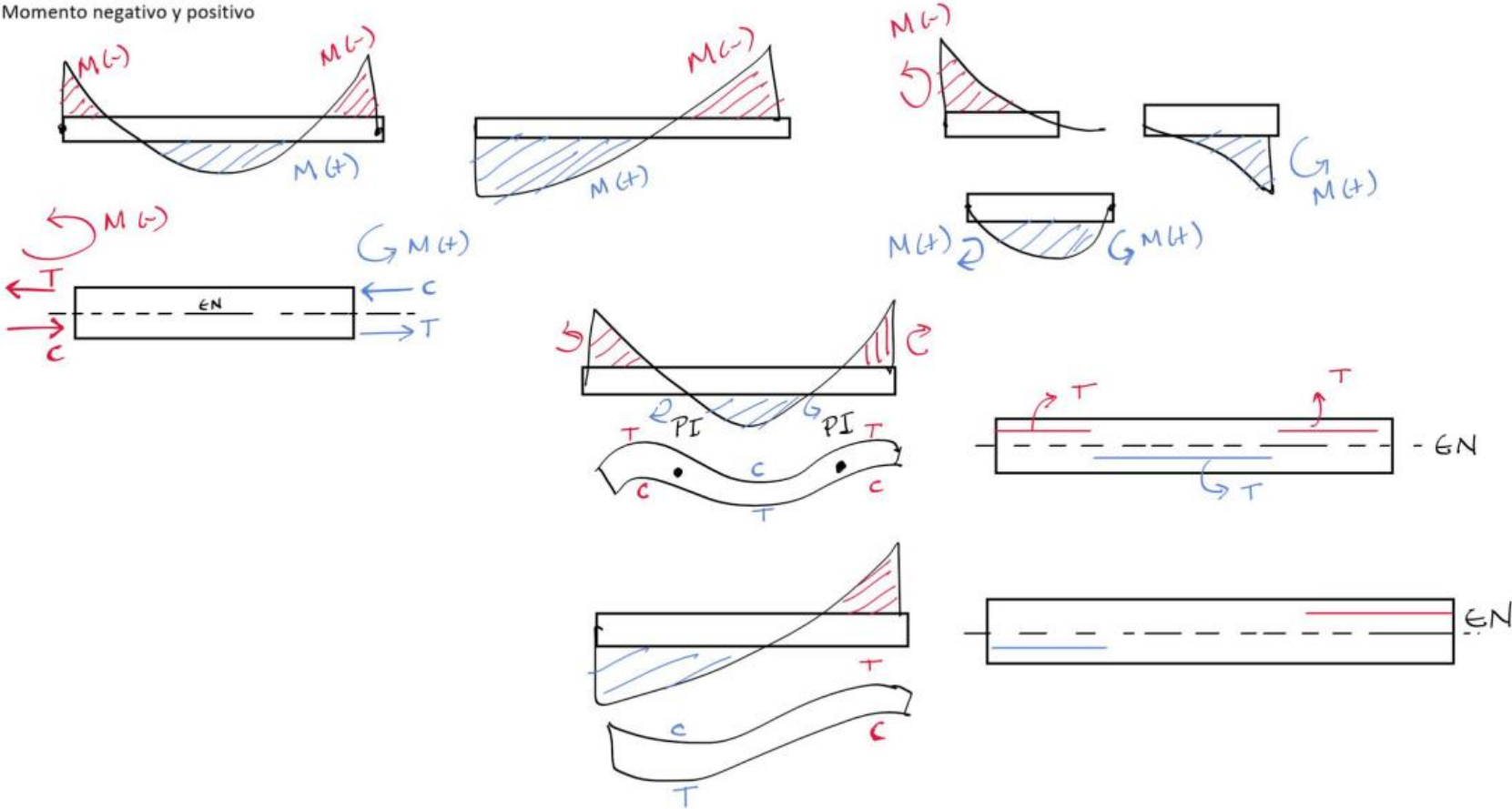
en donde

$$S_1 = \frac{I}{c_1}$$

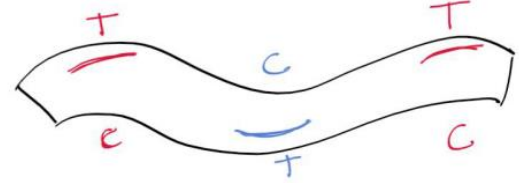
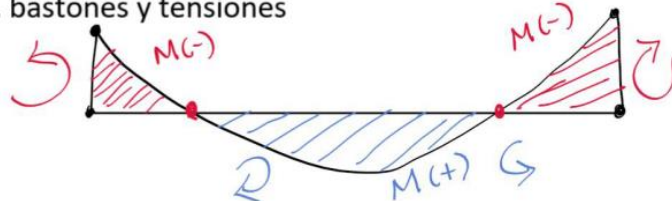
$$S_2 = \frac{I}{c_2}$$

(5.15a,b)

Momento negativo y positivo



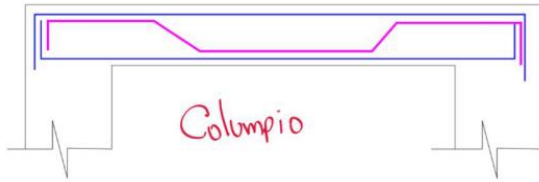
## Armados longitudinales, bastones y tensiones



Cama superior



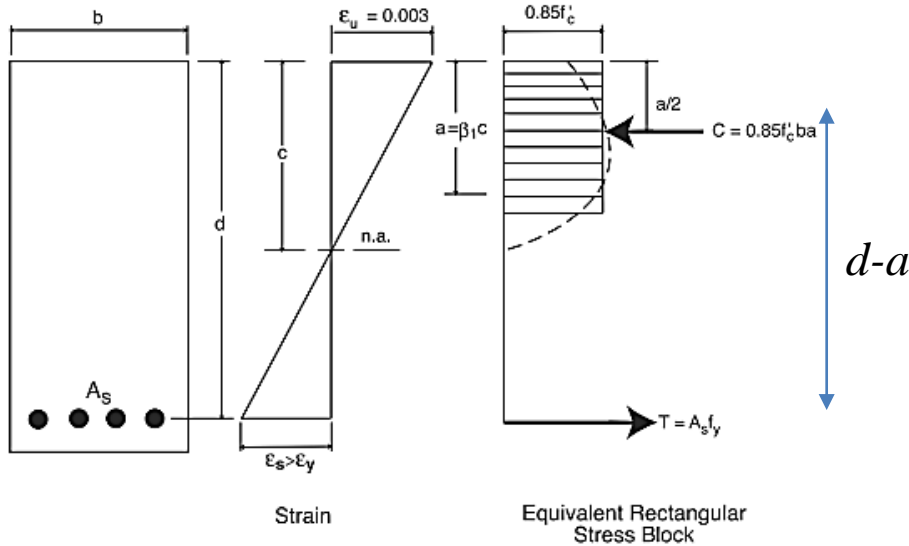
Cama inferior



$M(-)$  { Refuerzo longitudinal C.S.  
 Bastones  
 $M(+)$  { Refuerzo longitudinal C.I.  
 Tensiones

# Formula de flexión simple

A partir del siguiente esquema se puede deducir la formula de flexión, primero se debe comprobar el equilibrio de las fuerzas de compresión y tensión, luego calcular el momento de la fuerza de tensión respecto a la fuerza de compresión como se ve en las siguientes ecuaciones:



$$\Sigma F_x = 0 \quad T = C$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$



$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Figure 6-9 Equivalent Rectangular Concrete Stress Distribution (ACI)

Momento nominal de la sección:

$$M_n = A_s * f_y \left( d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

La capacidad a momento de la sección debe ser reducida por el valor de  $\phi$ , luego la resistencia ultima de la viga debe ser mayor al momento ultimo calculado en base a las cargas.

$$\phi M_n \geq M_u \text{ (Momento)}$$

## Diseño de vigas simplemente reforzada a flexión

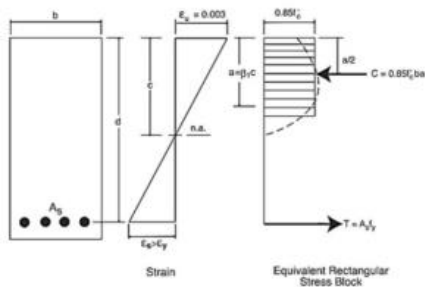


Figure 6-9: Equivalent Rectangular Concrete Stress Distribution (ACI)

Momento nominal de la sección:

$$Mn = As * fy \left( d - \frac{As * fy}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Momento ultimo resistente  $\phi Mn$

$$\phi Mn = \phi As * fy \left( d - \frac{As * fy}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad (1)$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

Momento ultimo resistente

Momento ultimo aplicado (fuerzas externas)

$$\phi Mn = Mu \quad (2)$$

Sustituyendo (2) en (1)

$$Mu = \phi As * fy \left( d - \frac{As * fy}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Los valores conocidos son los que se muestran marcado de color verde, el único valor desconocido es el acero de refuerzo  $A_s$ , por lo tanto se debe despejar de la ecuación:

$$M_u = \phi A_s * f_y \left( d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

$M_u$ = Momento ultimo aplicado (combinaciones de carga) kg-cm ✓

$\phi$ = Factor de reducción de resistencia (adimensional) para la flexión equivale a 0.90. ✓

$A_s$ = El área de acero requerido en la viga en  $\text{cm}^2$  ✗

$f_y$ = Resistencia o esfuerzo de fluencia del acero en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  ✓

$f'_c$ = Resistencia o esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  ✓

$d$ = Peralte de la viga en cm ✓ ✗

$b$ = Base de la viga en cm ✓ ✗

Despejando

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right) \rightarrow \frac{M_u}{\phi} = A_s f_y d - \frac{A_s^2 f_y^2}{1.7 f'_c b}$$

$$\frac{f_y^2}{1.7 f'_c b} A_s^2 - f_y d A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$\div f_y$

$$\frac{f_y}{1.7 f'_c b} A_s^2 - d A_s + \frac{M_u}{\phi f_y} = 0$$

$$A_s = \frac{d \pm \sqrt{d^2 - 4 \left( \frac{f_y}{1.7 f'_c b} \right) \left( \frac{M_u}{\phi f_y} \right)}}{2 \left( \frac{f_y}{1.7 f'_c b} \right)} = \frac{d \pm \sqrt{d^2 - \frac{4 M_u}{1.7 \phi f'_c b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c b}}$$

$$= \frac{0.85 f'_c b}{f_y} * \left[ d \pm \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{0.425 \phi f'_c b}} \right]$$



Después de resolver la formula cuadrática es necesario utilizar la raíz negativa, ya que es la que nos provee datos prácticos:

$$A_s = \frac{0.85f'_c * b}{f_y} \left[ d \pm \sqrt{d^2 - \frac{Mu}{0.425\phi * f'_c * b}} \right]$$

A utilizar

$$A_s = \frac{0.85f'_c * b}{f_y} \left[ d - \sqrt{d^2 - \frac{Mu}{0.425\phi * f'_c * b}} \right]$$

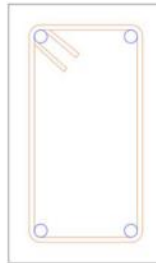
# Acero mínimo

Toda viga de concreto reforzado debe de contener un refuerzo mínimo, distribuido por dos barras en la parte superior e inferior como lo indica el código ACI, para evitar agrietamiento y que esta logre funcionar de forma correcta en la zona de tensión.

18.6.3.1



Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the



Este acero se da por las siguientes formulas:

Acero mínimo

18.6.3.1



Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the amount of reinforcement shall be at least that required by 9.6.1.2, and

9.6.1.2



$A_{s,min}$  shall be the larger of (a) and (b), except as provided in 9.6.1.3.

For a statically determinate beam with a flange in tension, the value of  $b_w$  shall be the smaller of  $b_f$  and  $2b_w$ . The value of  $f_y$  shall be limited to a maximum of 80,000 psi.

$$\left. \begin{array}{l} \text{(a)} \quad \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \\ \text{(b)} \quad \frac{200}{f_y} b_w d \end{array} \right\} \text{Sistema Ingles}$$

$$\Rightarrow A_{s,min} \geq \begin{cases} \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \\ \frac{14}{f_y} b_w d \end{cases}$$

Nota: Considerar el sistema dimensional del código ACI y sus respectivas equivalencias indicadas en el apéndice "C" ACI 318-19.

# Acero máximo

Toda viga debe de fallar de forma dúctil siempre, al ser el acero un elemento con propiedades optimas de elongación incursionando dentro de la zona plástica sin presentar fallas prematuras, es importante considerar que este material debe fallar primero en la viga, en cambio el concreto puede presentar fallas frágiles si se lleva a zonas plásticas. La falla balanceada explicada a continuación nos muestra cuando ambos materiales concreto-acero fallas de forma simultanea, esto lleva a analizar como definir la falla del acero antes de la del concreto, esto se da limitando las deformaciones de cada material.

**Falla balanceada:** Se da cuando el acero y el concreto alcanza su máxima capacidad de esfuerzo (Esfuerzos a compresión y tensión últimos) y adquieren la máxima deformación unitaria permisible, ambos materiales fallan al mismo tiempo.

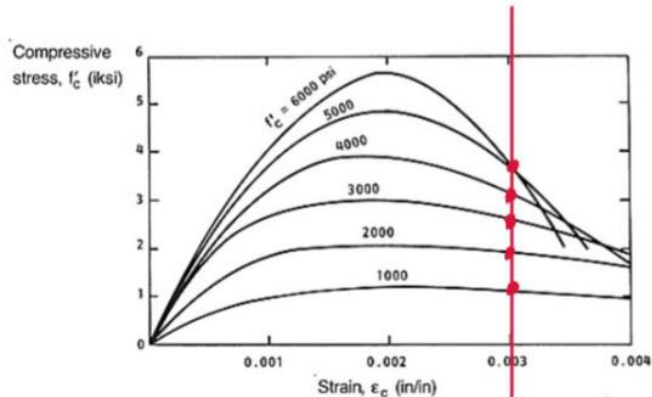


Figure 6-5 Typical Stress-Strain Curves for Concrete

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

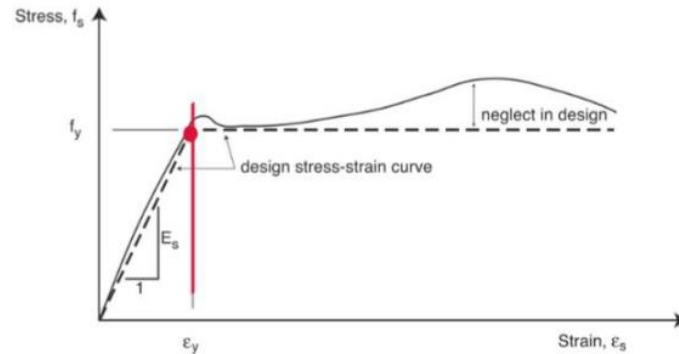


Figure 6-2 Stress-Strain Relationship for Reinforcement

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

Suponiendo que ambos materiales llegan a su deformación máxima al límite del rango lineal, la falla balanceada da la siguiente cuantía de acero:

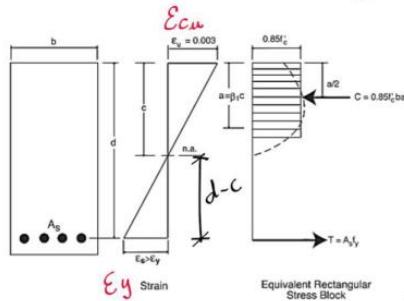


Diagram illustrating the balanced failure condition for a reinforced concrete beam. The beam has width  $b$  and effective depth  $d$ . The concrete strain at the top is  $\epsilon_{cw}$  (with  $\epsilon_y = 0.003$  indicated) and the steel strain at the bottom is  $\epsilon_s$ . The neutral axis depth is  $c$ . The equivalent rectangular stress block has depth  $a = \beta_1 c$  and average stress  $0.85f'_c$ . The total stress resultant is  $T = A_s f_y$ .

Equilibrium condition ( $\sum F_x = 0 \rightarrow +$ ):

$$A_s f_y - 0.85 f'_c a b = 0 \quad A_s f_y = 0.85 f'_c a b$$

Substituting  $a = \beta_1 c$ :

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \beta_1 c b}{f_y} \quad (2)$$

Substituting (2) into (1):

$$e = \frac{0.85 f'_c \beta_1 c b}{f_y b d} = \frac{0.85 \beta_1 f'_c c}{d f_y} \quad \leftarrow \text{Substituyo (1)}$$

Substituting  $c = \frac{d \epsilon_{cw}}{\epsilon_{cw} + \epsilon_y}$  (from (1)) into the above equation:

$$e = \frac{0.85 \beta_1 f'_c d \left( \frac{\epsilon_{cw}}{\epsilon_{cw} + \epsilon_y} \right)}{d f_y} = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{\epsilon_{cw}}{\epsilon_{cw} + \epsilon_y} \right)$$

Substituting  $\epsilon_{cw} = 0.003$  and  $\epsilon_y = f_y / E_s$ :

$$e_{bal} = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \right)$$

Quantía balanceada

$$A_{sbal} = e_{bal} * b * d$$

Acero balanceado

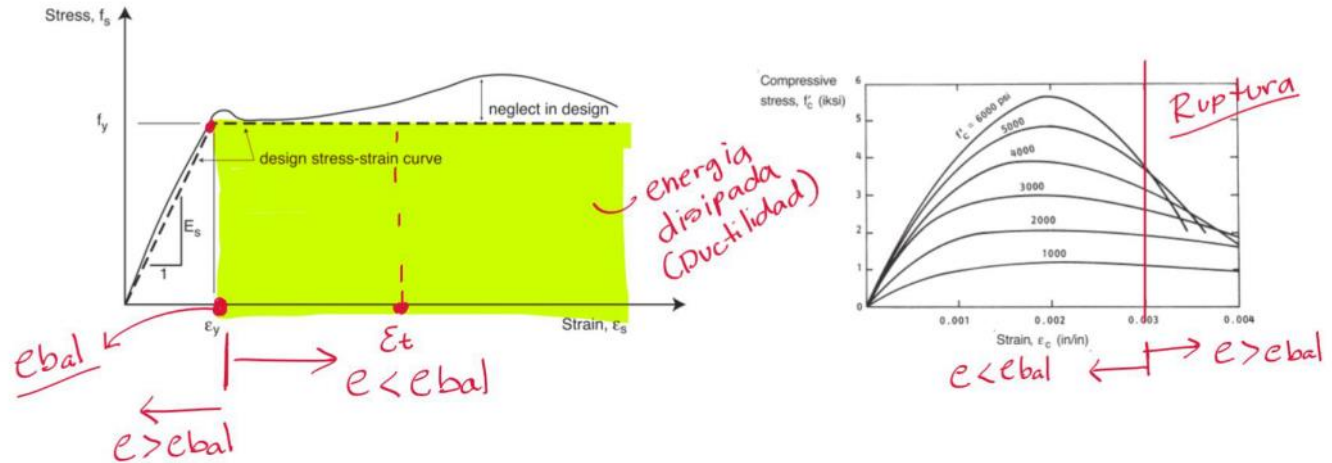
**Falla frágil:** Falla el concreto (el concreto es un material frágil), antes de que falle el acero de refuerzo

$$As > As_{bal} \quad \rho > \rho_{bal}$$

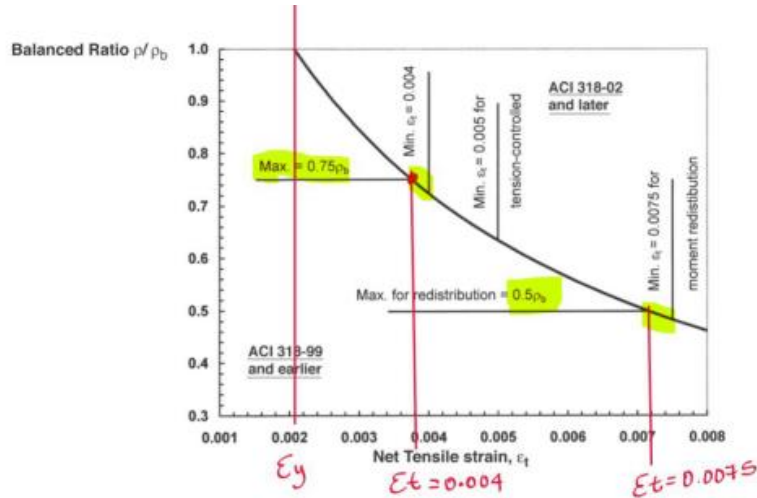
**Falla dúctil:** Falla el acero (el acero es un material dúctil), antes que falle el concreto

$$As < As_{bal} \quad \rho < \rho_{bal}$$

¿Cuánto menos? Esta pregunta se da ya que el acero presenta una parte plástica muy bien desarrollada.



El criterio anterior al ACI 318-02 se da de la siguiente manera:



$$\left. \begin{array}{l} \epsilon_{max} = 0.75 \epsilon_{bal} \text{ (Nosismica)} \\ \epsilon_{max} = 0.5 \epsilon_{bal} \text{ (Sismica)} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{antiguo} \\ \text{Criterio} \end{array}$$



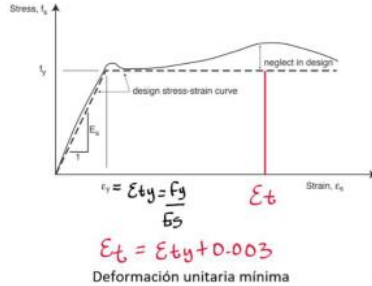
# Criterio de acero máximo ACI 318-19

## Nuevo Criterio

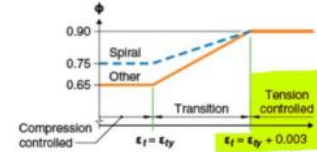
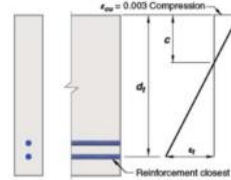
9.3.3.1



Nonprestressed beams with  $P_u < 0.10 f'_c A_g$  shall be **tension controlled** in accordance with Table 21.2.2.



falla dúctil



$$\frac{c}{E_c w} = \frac{d - c}{E_t}$$

$$c = \frac{d E_c w}{E_c w + E_t} \quad (1) \rightarrow A_s = \frac{0.85 f'_c B_1 c b}{f_y} \quad (2)$$

$$e = \frac{A_s}{b d} \quad (3) \rightarrow e = \frac{0.85 B_1 f'_c b d \left( \frac{E_c w}{E_c w + E_t} \right)}{f_y b d} = 0.85 B_1 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{E_c w}{E_c w + E_t} \right)$$

$$e_{max} = 0.85 B_1 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_t} \right)$$

$$\epsilon_t = \epsilon_{ty} + 0.003 = \frac{f_y}{E_s} + 0.003$$

$$A_{smax} = e_{max} b d$$

Acero máximo

The beam flexural steel is limited to a maximum given by

$$A_s \leq \begin{cases} 0.025 b_e d, & \text{for } f_y \leq 60 \text{ ksi,} \\ 0.020 b_e d, & \text{for } f_y > 80 \text{ ksi, and} \\ 0.025 - 0.05 \left( \frac{f_y - 60}{80 - 60} \right) & \text{for } 60 < f_y \leq 80 \text{ ksi.} \end{cases} \quad (\text{ACI 18.6.3.1})$$

18.6.3.1



Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the amount of reinforcement shall be at least that required by 9.6.1.2, and the reinforcement ratio  $\rho$  shall not exceed 0.025 for Grade 60 reinforcement and 0.02 for Grade 80 reinforcement.

$$A_s \leq A_{smax} \begin{cases} e_{max} b d \\ 0.025 b d \quad f_y \leq 60 \\ 0.02 b d \quad f_y \leq 80 \end{cases}$$

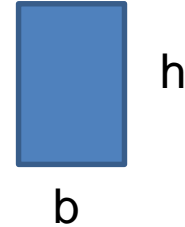
↓  
Seleccionar el mínimo

El area de acero calculada debe estar dentro del acero mínimo y máximo, de lo contrario sucede lo siguiente :

$$A_s = \frac{0.85f'_c * b}{f_y} \left[ d - \sqrt{d^2 - \frac{Mu}{0.425\phi * f'_c * b}} \right]$$

$\begin{matrix} \rightarrow M(-) \rightarrow A_s(-) \\ \rightarrow M(+) \rightarrow A_s(+) \end{matrix} \left. \vphantom{\begin{matrix} \rightarrow M(-) \rightarrow A_s(-) \\ \rightarrow M(+) \rightarrow A_s(+) \end{matrix}} \right\} \text{Aceros Requeridos}$

$$A_{smin} \leq A_s(-) \text{ ó } A_s(+) \leq A_{smax}$$



$A_s(-) \text{ ó } A_s(+) < A_{smin}$  El tamaño de viga es muy grande  $b * h$  (se pueden reducir las medidas)

$A_s(-) \text{ ó } A_s(+) > A_{smax}$  El tamaño de viga es muy pequeño  $b * h$  (¡Aumentar el tamaño de la viga!!!)

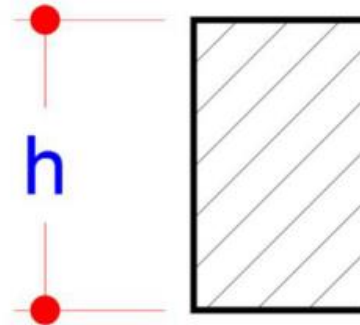
# Pre-dimensionamiento de vigas

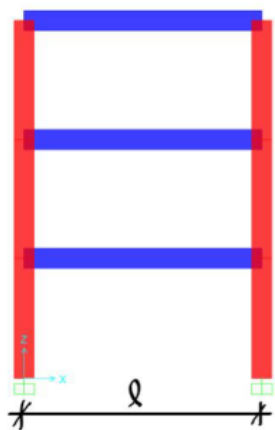
Primera estimación de la sección de viga, cumpliendo requisitos mínimos de la normativa.

Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

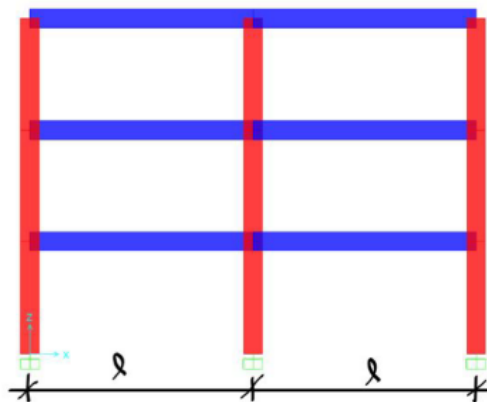
Support condition	Minimum $h$ <sup>[1]</sup>
Simply supported	$\ell/16$
One end continuous	$\ell/18.5$
Both ends continuous	$\ell/21$
Cantilever	$\ell/8$

<sup>[1]</sup>Expressions applicable for normalweight concrete and  $f_y = 60,000$  psi. For other cases, minimum  $h$  shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3, as appropriate.

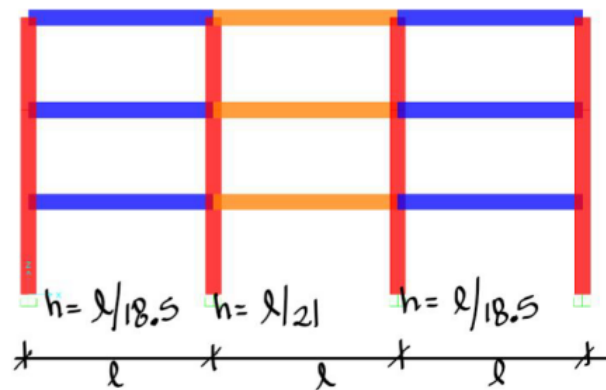




$$h = l/16$$



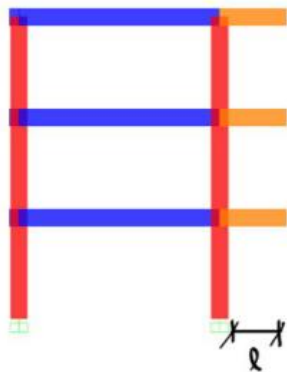
$$h = l/18.5$$



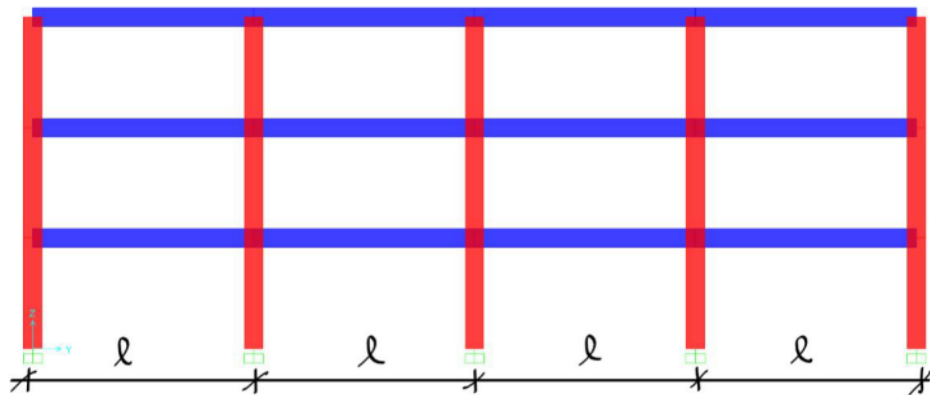
$$h = l/18.5$$

$$h = l/21$$

$$h = l/18.5$$



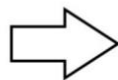
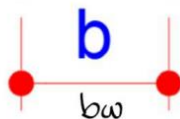
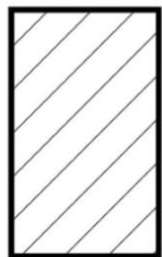
$$h = l/8$$



Otro criterio

$$\frac{l}{14} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

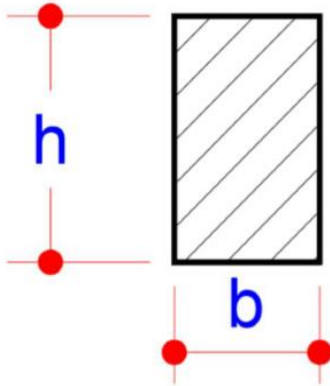
$$\frac{h}{2} \leq b \leq \frac{2}{3}h$$



18.6.2.1

(b) Width  $b_w$  shall be at least the lesser of  $0.3h$  and 10 in.

$$b > \begin{cases} 10 \text{ in} = 25 \text{ cm} \\ 0.30 h \end{cases}$$

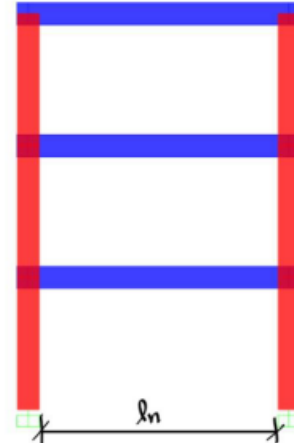


18.6.2.1



Beams shall satisfy (a) through (c):

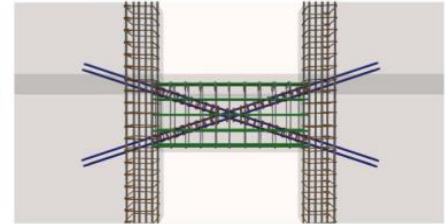
- (a) Clear span  $\ell_n$  shall be at least  $4d$
- (b) Width  $b_w$  shall be at least the lesser of  $0.3h$  and 10 in.
- (c) Projection of the beam width beyond the width of the supporting column on each side shall not exceed the lesser of  $c_2$  and  $0.75c_1$ .



$$\ell_n > 4d$$

$\ell_n > 4d \rightarrow$  Viga de un marco a momento

$\ell_n \leq 4d \rightarrow$  Viga de acople (muros de corte)



# Peralte

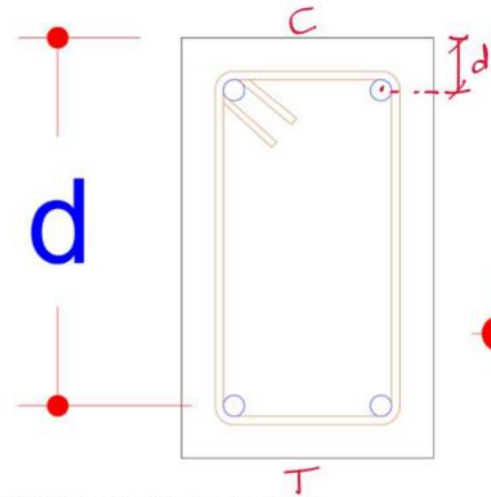
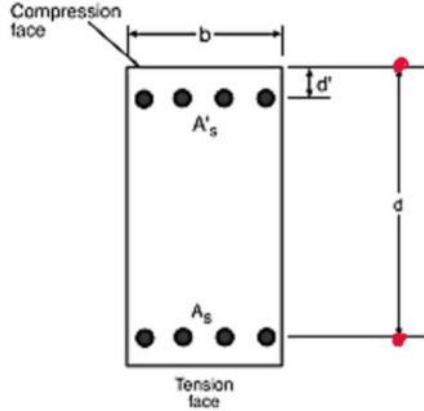
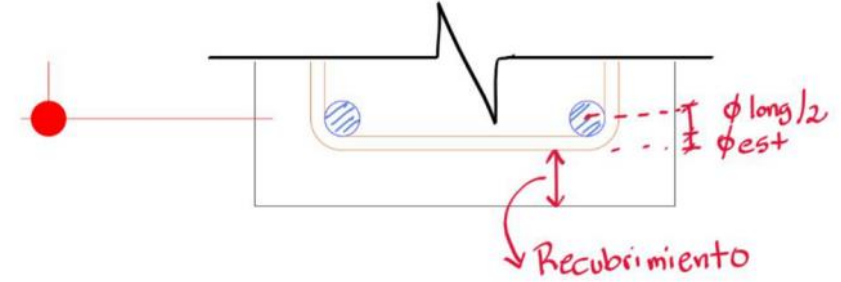


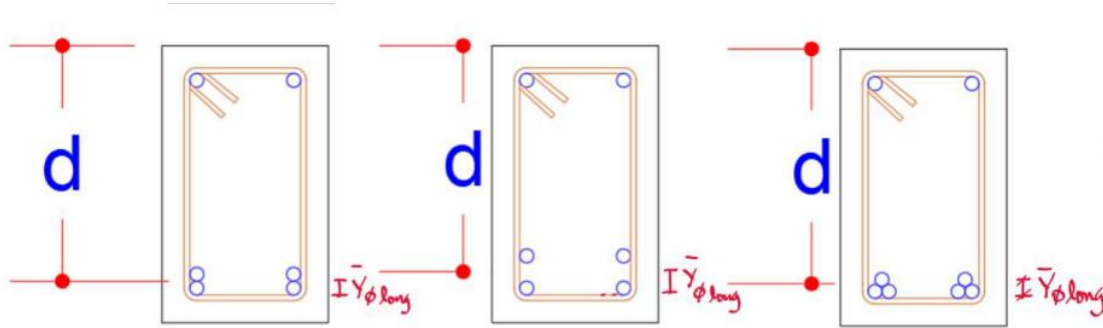
Table 20.5.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, in.
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	3
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 6 through No. 18 bars	2
		No. 5 bar, W31 or D31 wire, and smaller	1-1/2
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 14 and No. 18 bars	1-1/2
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	No. 11 bar and smaller	3/4
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	1-1/2

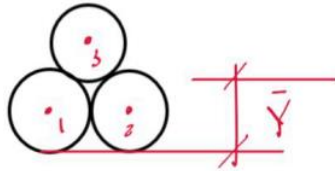


$$d = h - \text{recubrimiento} - \phi_{est} - \frac{\phi_{long}}{2}$$

$$d' = \text{recubrimiento} + \phi_{est} + \frac{\phi_{long}}{2}$$



$$d = h - \text{recubrimiento} - \phi_{est} - \bar{Y} \phi_{long}$$



	$A$	$\bar{Y}$	$A\bar{Y}$
1	$A_1$	$Y_1$	$A_1 Y_1$
2	$A_2$	$Y_2$	$A_2 Y_2$
3	$A_3$	$Y_3$	$A_3 Y_3$
	$\Sigma A$		$\Sigma A\bar{Y}$

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma A\bar{Y}}{\Sigma A}$$



# Momento ultimo

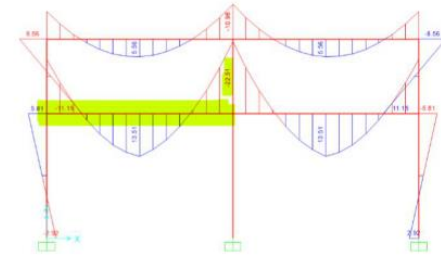
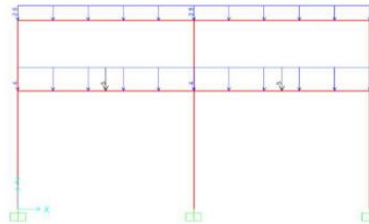
**Momento ultimo aplicado Mu**

Se obtiene de las combinaciones de carga como resultado del análisis estructural

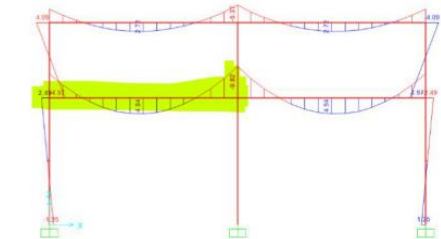
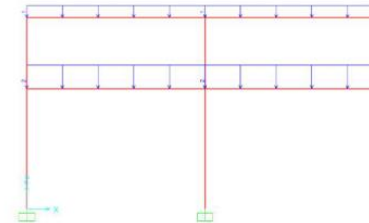
### Tabla 8.2.4-1 — Notación

Tipo de carga	Símbolo en la combinación	Referencia
Cargas muertas	<b>M</b>	Capítulo 2
Cargas vivas	<b>V</b>	Capítulo 3
Cargas vivas de techo	<b>V<sub>t</sub></b>	Capítulo 3
Carga sísmica horizontal	<b>S<sub>hd</sub></b>	Capítulo 4
Carga sísmica vertical	<b>S<sub>vd</sub></b>	Sección 4.5.9
Cargas de viento	<b>W</b>	Capítulo 5
Cargas de tefra volcánica	<b>A<sub>R</sub></b>	Sección 6.1
Presión de fluidos	<b>F</b>	Sección 6.2
Presiones de material a granel	<b>G</b>	Sección 6.3
Empujes de suelos	<b>G</b>	Sección 6.4
Sub-presiones hidrostáticas	<b>G</b>	Sección 6.5
Cargas de lluvia	<b>P<sub>L</sub></b>	Sección 6.6
Efectos de cambios de temperatura	<b>T</b>	Sección 6.7
Carga de impacto	<b>I<sub>p</sub></b>	Sección 7.2
Carga de explosión	<b>X</b>	Sección 7.3

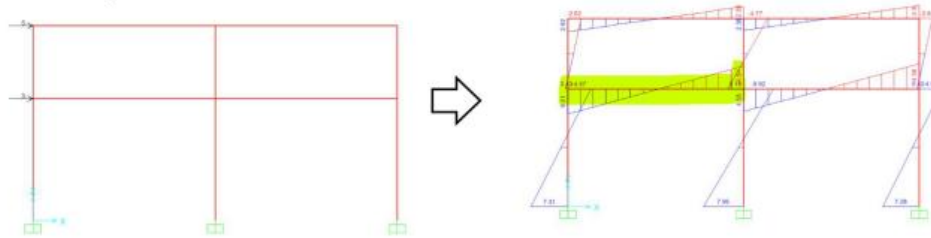
Carga viva



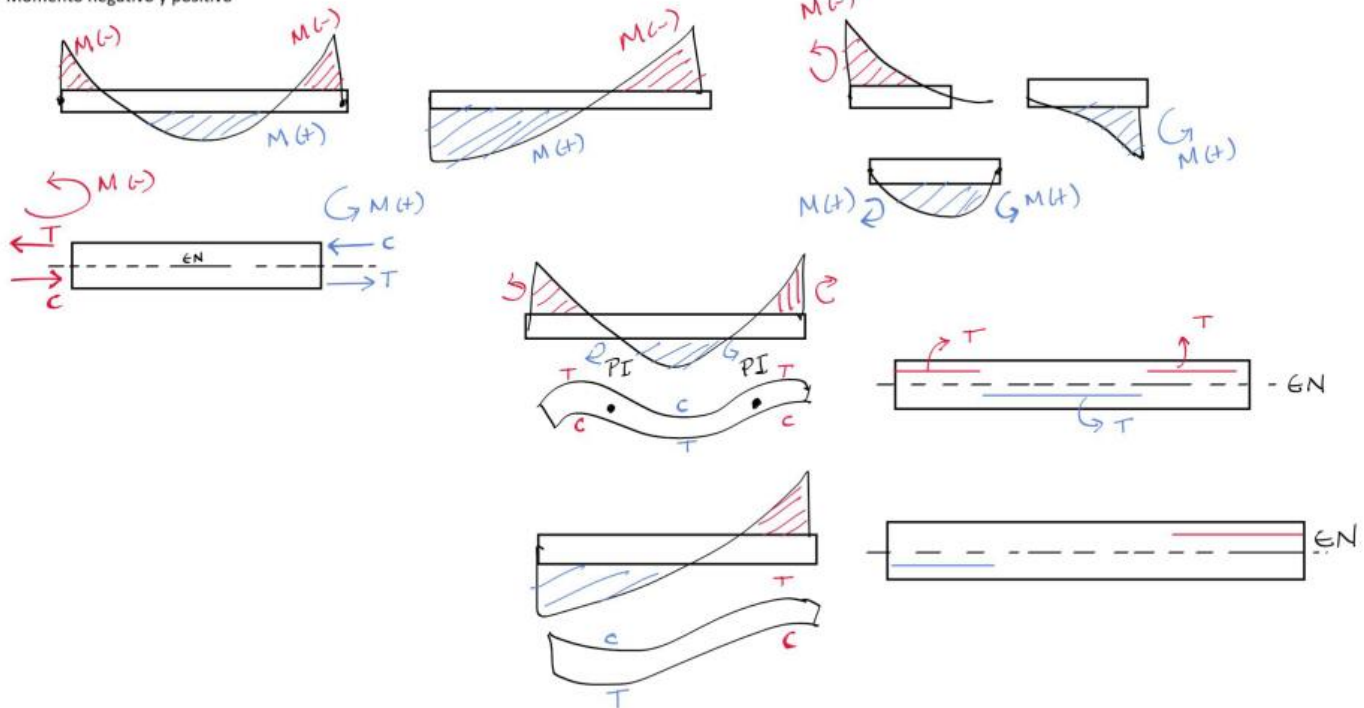
Carga muerta



# Carga sísmica

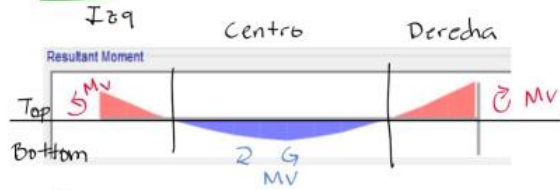


## Momento negativo y positivo

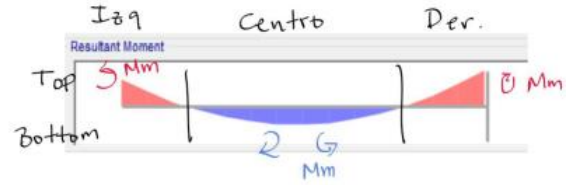


# Combinaciones de carga (Envolventes)

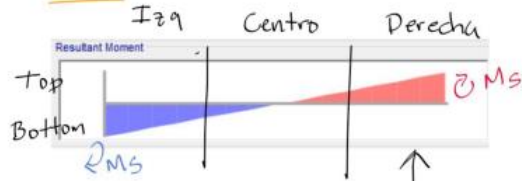
Viva



Muerta



Sigmo



- 1.4 M (CR1)
- 1.2 M + 1.6 V + 0.5 (V<sub>l</sub> o bien P<sub>l</sub> o bien A<sub>B</sub>) (CR2)
- 1.2 M + V + 1.6 (V<sub>l</sub> o bien P<sub>l</sub> o bien A<sub>B</sub>) (CR3)
- 1.2 M + V + S<sub>vd</sub> ± S<sub>hd</sub> (CR4)
- 0.9 M - S<sub>vd</sub> ± S<sub>hd</sub> (CR5)

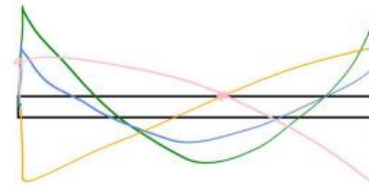
$$CR_1: 1.4 M_m$$

$$CR_2: 1.2 M_m + 1.6 M_v$$

⋮

$$CR_4: 1.2 M_m + M_v \pm M_s$$

$$M_u: \text{Max} (CR_1, CR_2, \dots, CR_4)$$

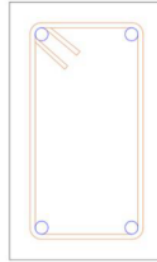


# Disposiciones sísmicas de armado

18.6.3.1

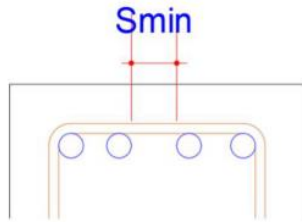


Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the



## Distribución de barras de acero en una viga

Separación mínima libre entre barras de refuerzo

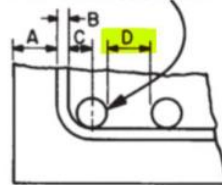


25.2.1



For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 1 in.,  $d_b$ , and  $(4/3)d_{agg}$ .

assumed position of bar nearest side face of beam



♦ **clear spacing:** least dimension between the outermost surfaces of adjacent items.

♦  **$d_{agg}$ :** nominal maximum size of coarse aggregate, in.

♦  **$d_b$ :** nominal diameter of bar, wire, or prestressing strand, in.

♦ **nonprestressed reinforcement:** bonded reinforcement that is not prestressed.

$S_{min} \geq$

$$\begin{aligned} D &= 1 d_b \\ &\geq 1 \text{ in.} \\ &\geq 1-1/3 \text{ nominal aggregate size} \end{aligned}$$



No cumple!

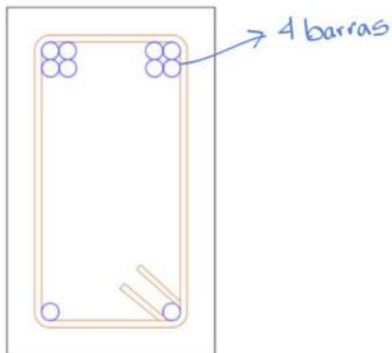


No cumple!

## Paquete de barras

### 25.6.1.1

Groups of parallel reinforcing bars bundled in contact to act as a unit shall be limited to four in any one bundle.



### 25.6.1.2



Bundled bars shall be enclosed within transverse reinforcement.  
Bundled bars in compression members shall be enclosed by transverse reinforcement at least No. 4 in size.

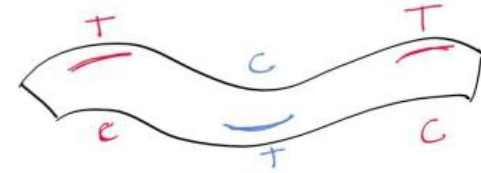
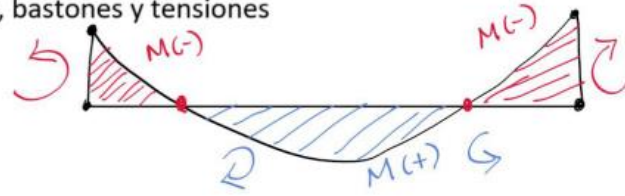
### 25.6.1.3



Bars larger than a No. 11 shall not be bundled in beams.

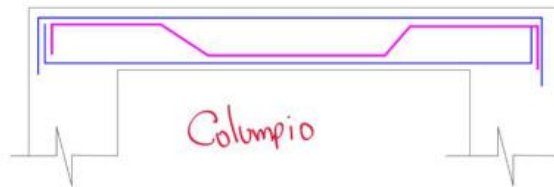
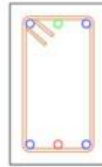


# Armados longitudinales, bastones y tensiones



Cama superior

Cama inferior



$M(-)$  { Refuerzo longitudinal C.S.  
           Bastones  
 $M(+)$  { Refuerzo longitudinal C.I.  
           Tensiones

$$A_s = \frac{0.85 f'_c * b}{f_y} \left[ d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{0.425 \phi * f'_c * b}} \right]$$

$\begin{matrix} \rightarrow M(-) \rightarrow A_s(-) \\ \rightarrow M(+) \rightarrow A_s(+) \end{matrix} \} \text{ Aceros Requeridos}$

$$A_{smin} \leq A_s(-) \text{ ó } A_s(+) \leq A_{smax}$$

$A_s(-) \text{ ó } A_s(+) < A_{smin}$  El tamaño de viga es muy grande  $b * h$  (se pueden reducir las medidas)

$A_s(-) \text{ ó } A_s(+) > A_{smax}$  El tamaño de viga es muy pequeño  $b * h$  (¡Aumentar el tamaño de la viga!!!)

#### 18.6.3.2



Positive moment strength at joint face shall be at least one-half the negative moment strength provided at that face of the joint. Both the negative and the positive moment strength at any section along member length shall be at least one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

$$M_n = A_s * f_y \left( d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

cte

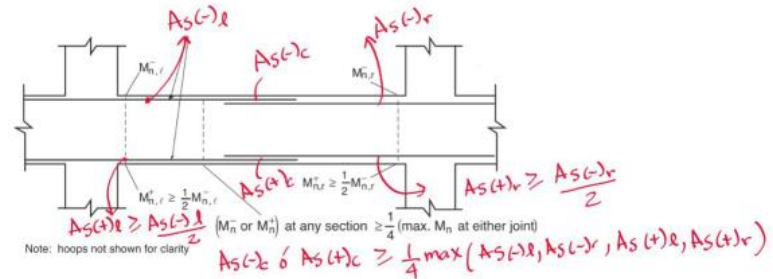


Figure 29-3 Reinforcement Requirements for Flexural Members of Special Moment Frames

$$A_{s \text{ corrido C.S.}} > \begin{cases} A_{smin} \\ \frac{1}{4} \max(A_s(-)l, A_s(-)r, A_s(+),l, A_s(+),r) \end{cases}$$

$$A_{s \text{ corrido C.I.}} > \begin{cases} A_{smin} \\ \frac{1}{2} \max(A_s(-)l, A_s(-)r, A_s(+),l, A_s(+),r) \end{cases}$$

Refuerzo longitudinal