

Curso Diseño de Puentes - AASHTO

Prof. Dr. Matías A. Valenzuela

Agradecimientos

- Dr. Rafael Foinquinos Mera
- Dr. Carlos G. Matos Flores-Guerra
- Dr. Sergio F. Breña
- Dr. Hernán Pinto Arancet

Tópicos del Curso

- 1. Filosofía del Código LRFD
- 2. Cargas de Servicio en Subestructuras
- 3. Cargas Extremas en Puentes
- 4. Análisis Estructural Caso 1
- 5. Introducción al Concreto Estructural
- 6. Propiedades materiales Concreto Estructural
- 7. Diseño Flexión
- 8. Diseño Corte
- **9. Diseño de Puente 1 Vano**

Momentos y Cortantes Sin Factores de Carga

Localizacion		Seccion Viga*		Seccion compuesta				Seccion compuesta				HL - 93 (LL+IM)	
Distancia x ft	Seccion x/L	DC		DC		DW		LL carril		LL HS20		Cortante	Momento
		Cortante kip	Momento kip-ft	Cortante kip	Momento kip-ft	Cortante kip	Momento kip-ft	Cortante kip	Momento kip-ft	Cortante kip	Momento kip-ft	kip	kip-ft
0.0	0.0	54.0	0.0	4.5	0.0	9.4	0.0	24.0	0.0	61.1	0.0	84.2	0.0
3.8	0.1	48.6	192.4	4.1	16.0	8.4	33.4	21.6	85.5	57.5	216.1	78.5	294.6
7.5	0.1	43.2	364.5	3.6	30.4	7.5	63.3	19.2	162.0	53.9	404.7	72.7	553.2
11.3	0.2	37.8	516.4	3.2	43.0	6.6	89.6	16.8	229.5	50.3	566.3	67.0	776.3
15.0	0.2	32.4	648.0	2.7	54.0	5.6	112.5	14.4	288.0	46.7	700.9	61.2	964.0
18.8	0.3	27.0	759.4	2.3	63.3	4.7	131.8	12.0	337.5	43.1	820.2	55.5	1128.4
22.5	0.3	21.6	850.5	1.8	70.9	3.8	147.7	9.6	378.0	39.5	914.3	49.7	1259.3
26.3	0.4	16.2	921.4	1.4	76.8	2.8	160.0	7.2	409.5	35.9	981.5	44.0	1354.7
30.0	0.4	10.8	972.0	0.9	81.0	1.9	168.8	4.8	432.0	32.3	1021.6	38.2	1414.7
33.8	0.5	5.4	1002.4	0.5	83.5	0.9	174.0	2.4	445.5	28.7	1039.3	32.5	1443.9
37.5	0.5	0.0	1012.5	0.0	84.4	0.0	175.8	0.0	450.0	-25.1	1066.0	-26.7	1475.5
41.3	0.6	-5.4	1002.4	-0.5	83.5	-0.9	174.0	-2.4	445.5	-28.7	1065.6	-32.5	1471.6
45.0	0.6	-10.8	972.0	-0.9	81.0	-1.9	168.8	-4.8	432.0	-32.3	1038.3	-38.2	1432.2
48.8	0.7	-16.2	921.4	-1.4	76.8	-2.8	160.0	-7.2	409.5	-35.9	984.0	-44.0	1357.4
52.5	0.7	-21.6	850.5	-1.8	70.9	-3.8	147.7	-9.6	378.0	-39.5	902.7	-49.7	1247.1
56.3	0.8	-27.0	759.4	-2.3	63.3	-4.7	131.8	-12.0	337.5	-43.1	794.4	-55.5	1101.3
60.0	0.8	-32.4	648.0	-2.7	54.0	-5.6	112.5	-14.4	288.0	-46.7	667.5	-61.2	928.8
63.8	0.9	-37.8	516.4	-3.2	43.0	-6.6	89.6	-16.8	229.5	-50.3	518.7	-67.0	726.4
67.5	0.9	-43.2	364.5	-3.6	30.4	-7.5	63.3	-19.2	162.0	-53.9	351.9	-72.7	497.7
71.3	1.0	-48.6	192.4	-4.1	16.0	-8.4	33.4	-21.6	85.5	-57.5	189.6	-78.5	266.7
75.0	1.0	-54.0	0.0	-4.5	0.0	-9.4	0.0	-24.0	0.0	-61.1	0.0	-84.2	0.0

*Incluye peso propio + peso losa

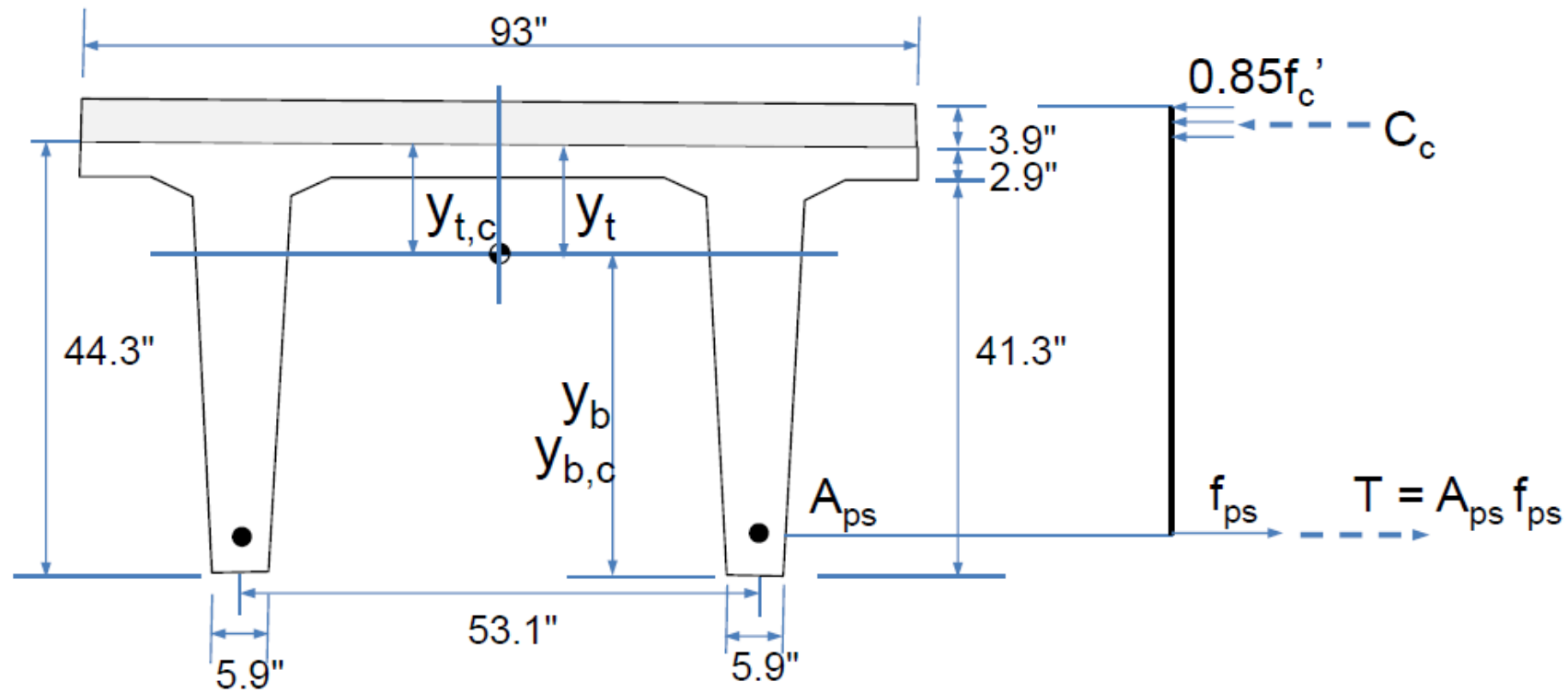
Estado Límite de Falla – Sección al Centro del Claro

Determinar M_u al centro del claro.

$$\begin{aligned}M_u &= 1.25 DC + 1.5 DW + 1.75 (LL+IM) \\ &= 1.25(1,012.5+84.4) + 1.5 (175.8) + 1.75 (1,469.5) \\ &= 4,206.5 \text{ k-ft.}\end{aligned}$$

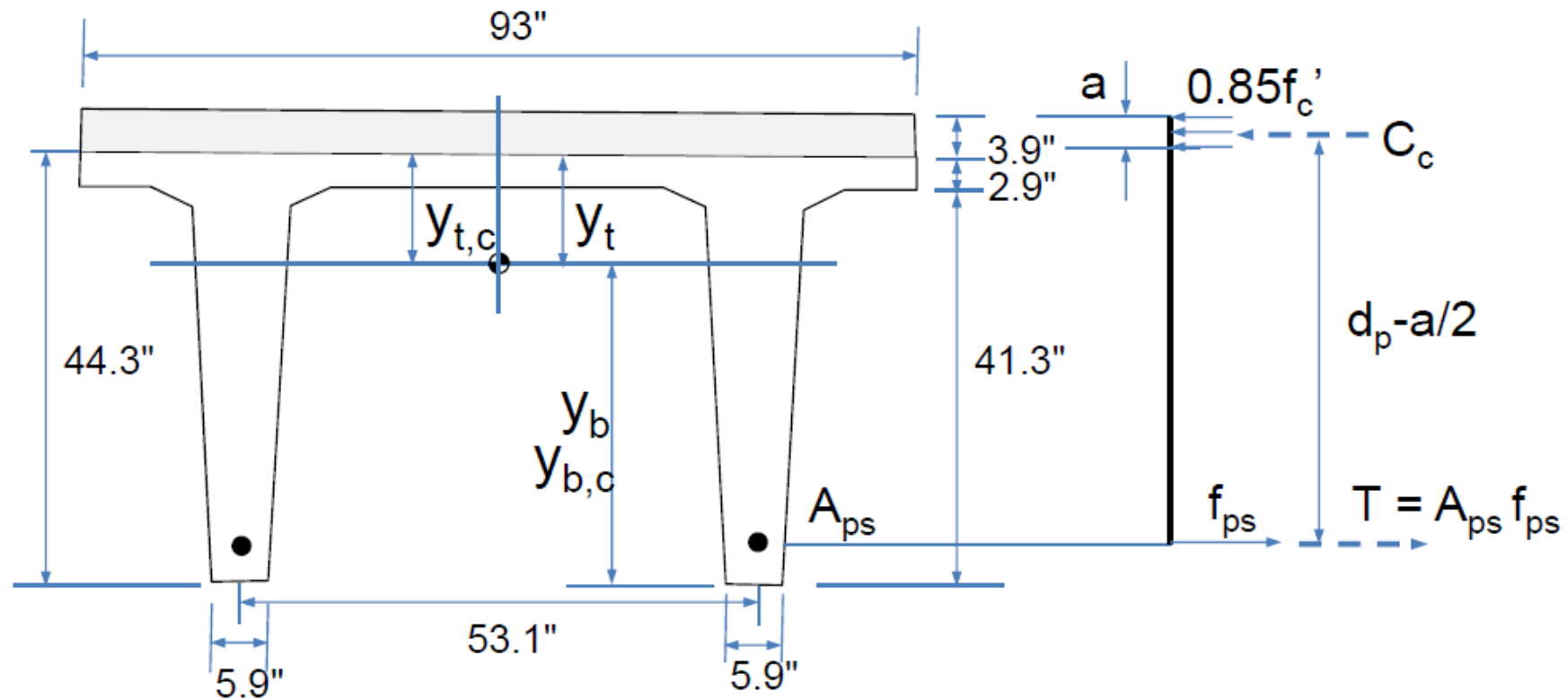
Este es el momento correspondiente a la combinación de Resistencia I, calculado al centro del claro usando la envolvente de momento.

La sección para el estado límite de resistencia se muestra abajo. Suponer que el bloque equivalente de esfuerzos cae dentro del patín superior (3.93 in.). Si es así, la sección puede tratarse como rectangular con el f'_c de la losa.



Equilibrio de fuerzas horizontales: Compresión = Tensión

$$0.85 f'_c b a = A_{ps} f_{ps}$$



El valor de f_{ps} puede calcularse con:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (\text{Ec. 5.7.3.1.1-1})$$

Entonces: $0.85f_c' b a = A_{ps} f_{ps}$

$$a = \beta_1 c$$

$$0.85f_c' b \beta_1 c = A_{ps} f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85f_c' \beta_1 b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

c = posición del eje neutro

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f_c' \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

c = posición del eje neutro

b = ancho del bloque de esfuerzos (patín)

A_{ps} = área total de acero de presfuerzo en el lado de tensión

d_p = profundidad al centroide de A_{ps}

k = constante para acero de presfuerzo

$k = 0.28$ para acero de baja relajación

Si $a \leq t_{losa}$, el bloque equivalente está en la losa y se usa β_1 para el concreto de la losa.

Si existe acero de refuerzo (no presforzado) en la zona de tensión, A_s , y acero de compresión A_s' , ambos con cedencia igual a f_y , la ecuación para c se convierte en:

$$.85f_c 'b \beta_1 c + A_s 'f_y ' = A_s f_y + A_{ps} f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A_s 'f_y '}{0.85f_c ' \beta_1 b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Válida para secciones rectangulares. (Ec.5.7.3.1.1-4)

Valores determinados previamente:

$$A_{ps} = 26 \text{ torones } (0.217 \text{ in}^2) = 5.64 \text{ in}^2$$

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi}$$

$$d_p = \text{altura de viga} + \text{losa} - y_{bs} \\ = 44.3'' + 3.93'' - 5.10'' = 43.12''$$

y_{bs} = distancia de la fibra inferior de la viga al centroide del acero de presfuerzo.

$$b = 93''$$

$$f'_c = 4.0 \text{ ksi}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (para concreto con resistencia de 4 ksi)}$$

$$k = 0.28 \text{ para torones de baja relajación}$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$c = \frac{(5.64 \text{ in}^2)(270 \text{ ksi})}{0.85(4 \text{ ksi})(0.85)(93 \text{ in}) + 0.28(5.64 \text{ in}^2) \frac{270 \text{ ksi}}{43.1 \text{ in}}} = 5.67 \text{ in.}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(5.67 \text{ in}) = 4.82 \text{ in.}$$

El bloque de esfuerzos cae debajo de la losa pero dentro del patín superior. Usar ecuaciones para viga rectangular; usar equilibrio para determinar a.

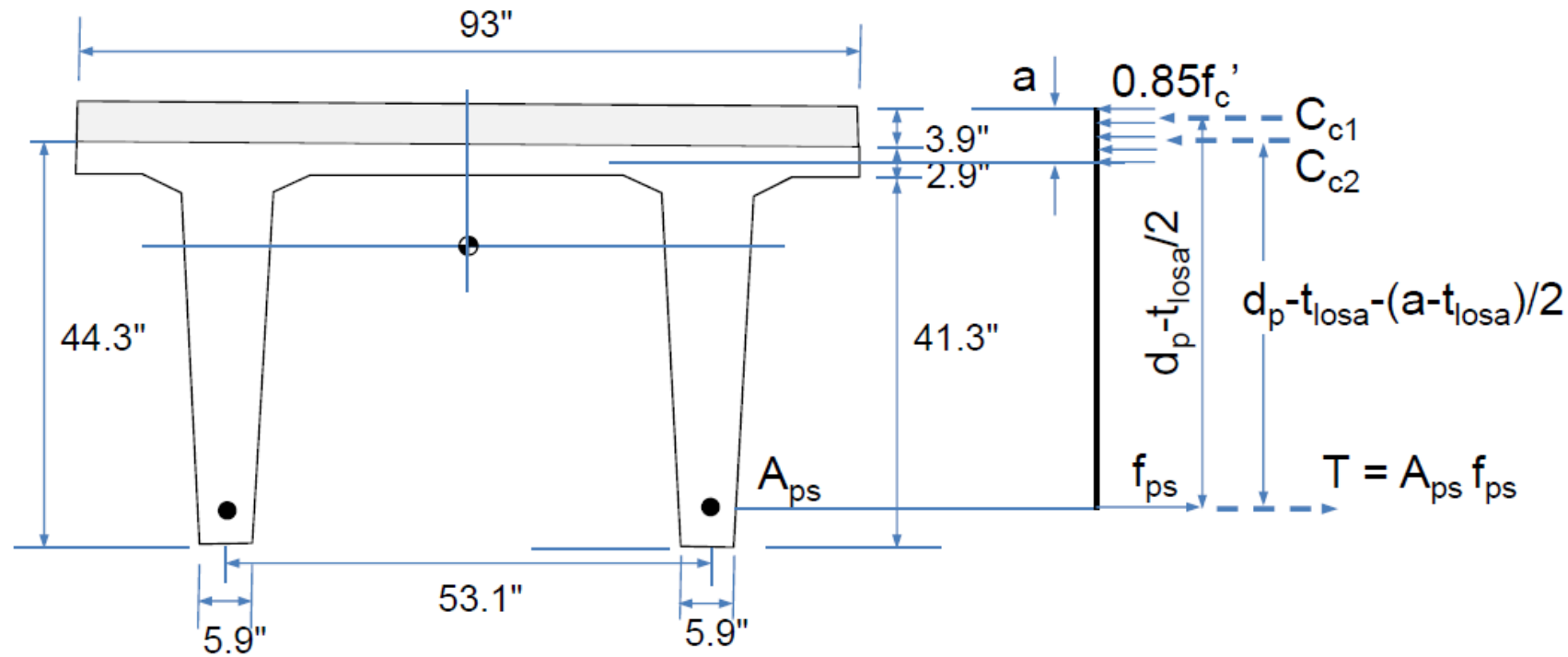
Equilibrio de fuerzas horizontales: Compresión = Tensión

$$C_{c1} + C_{c2} = T$$

C_{c1} = Fuerza de compresión en losa

C_{c2} = Fuerza de compresión en patín de viga

$$0.85 f'_{cL} b t_L + 0.85 f'_{cV} b (\beta_1 c - t_L) = A_{ps} f_{ps}$$



$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85 b t_L (f'_{cL} - f'_{cV})}{0.85 f'_{cV} \beta_{1V} b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$c = \frac{(5.64 \text{ in}^2)(270 \text{ ksi}) - 0.85(93 \text{ in})(3.93 \text{ in})(4 \text{ ksi} - 7 \text{ ksi})}{0.85(7 \text{ ksi})(0.70)(93 \text{ in}) + 0.28(5.64 \text{ in}^2) \frac{270 \text{ ksi}}{43.1 \text{ in}}} = 6.18 \text{ in.}$$

Esfuerzo en el acero de presfuerzo:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) = 270 \text{ ksi} \left(1 - 0.28 \left(\frac{6.18''}{43.1''} \right) \right)$$

$$f_{ps} = 259.2 \text{ ksi}$$

$$T = A_{ps} f_{ps} = (5.64 \text{ in}^2)(259.2 \text{ ksi}) = 1461 \text{ kip}$$

Por equilibrio de fuerzas:

$$C_{c1} + C_{c2} = T$$

$$0.85 f'_{cL} b t_L + 0.85 f'_{cV} b (a - t_L) = A_{ps} f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps} - 0.85 f'_{cL} b t_L}{0.85 f'_{cV} b} + t_L$$

$$a = \frac{(5.64 \text{ in}^2)(259.2 \text{ ksi}) - 0.85(4 \text{ ksi})(93 \text{ in})(3.93 \text{ in})}{0.85(7 \text{ ksi})(93 \text{ in})} + 3.93 \text{ in} = 4.32 \text{ in.}$$

Por equilibrio de momentos:

$$M_n = C_{c1} \left(d_p - \frac{t_L}{2} \right) + C_{c2} \left(d_p - t_L - \left(\frac{a - t_L}{2} \right) \right)$$

$$M_n = 1243 \text{kip} \left(43.12'' - \frac{3.93''}{2} \right) + 218 \text{kip} \left(43.12 - 3.93 - \left(\frac{4.32 - 3.93}{2} \right) \right) \frac{1}{12}$$

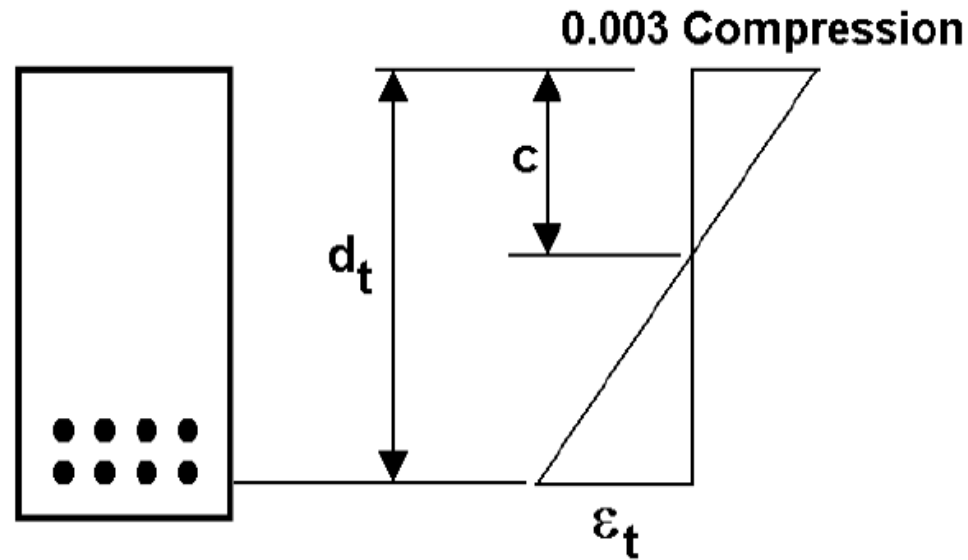
$$M_n = 4971 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$M_r = \phi M_n$$

$$M_r = 1.0(4971 \text{ kip} - \text{ft})$$

$$M_u = 4207 \text{kip} - \text{ft} < M_r 4971 \text{ kip} - \text{ft}$$

El estado límite de resistencia es adecuado al centro del claro (sección de momento máximo). Revisar si la sección es controlada por tensión ($\phi=1.0$)



Secciones controladas por tensión, compresión o en transición se definen por la deformación unitaria en el acero extremo de tensión cuando la sección alcanza su resistencia nominal M_n .

Esta definición aplica a secciones presforzadas y reforzadas indistintamente. Se debe determinar ϵ_t , la deformación unitaria neta a tensión.

Sección Controlada por Tensión

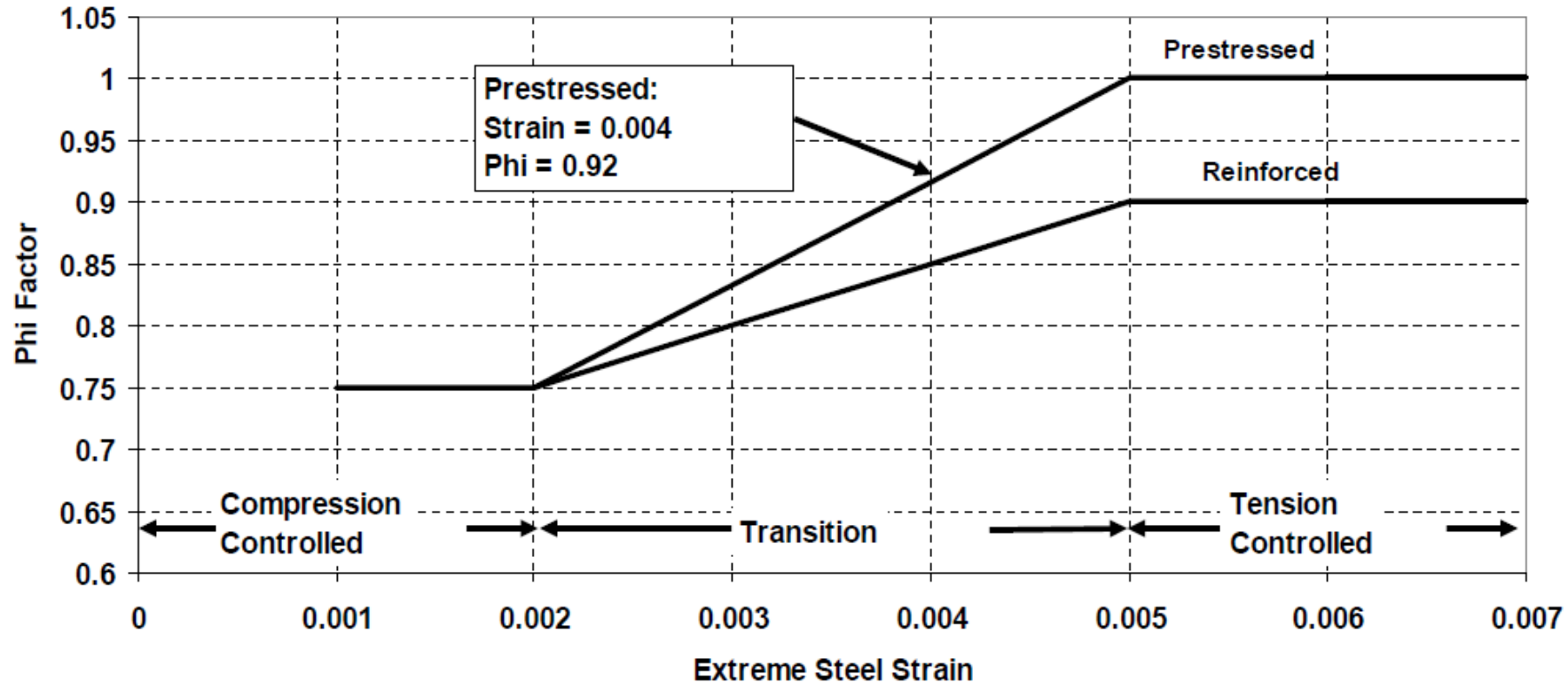
- Una sección es controlada por tensión si:
 $\varepsilon_t \geq 0.005$.
- Para éstas secciones
 - $\Phi = 1.0$ si son presforzadas
 - $\Phi = 0.9$ si son reforzadas
 - Φ interpolado si son parcialmente presforzadas.

Sección Controlada por Compresión

- Una sección es controlada por compresión si: $\varepsilon_t \leq \varepsilon_y$.
- Para acero de refuerzo, el límite es f_y/E_s
- Para acero de presfuerzo, el límite es 0.002.
- Si controlada por compresión, $\Phi = 0.75$ en miembros con estribos o espirales.

Sección en Transición

- Sección con ε_t entre los correspondientes a controlada por compresión y tensión.
-
- Φ se interpola entre los valores de 0.9 y 0.75 correspondientes a controlada por tensión y compresión dependiendo de ε_t .



Gráfica de Φ para acero de presfuerzo y acero de refuerzo grado 60 ksi.

Revisión si la sección es controlada por tensión:

Usando triángulos similares, se puede establecer:

$$\frac{0.003 + 0.005}{d_t} = \frac{0.003}{c}$$

$$\frac{c}{d_t} = 0.375$$

Entonces una sección es controlada por tensión si el eje neutro satisface:

$$\frac{c}{d_t} \leq 0.375$$

Usando los resultados anteriores:

$$c = 6.18 \text{ in.}$$

$$d_t = 44.3 \text{ in} + 3.93 \text{ in} - 2 \text{ in} = 46.23 \text{ in}$$

$$c/d_t = 6.18/46.23 = 0.134 < 0.375$$

Controlada por tensión

Acero Mínimo

El artículo AASHTO LRFD 5.7.3.3.2 especifica:

$$\Phi M_n = M_r \geq \text{menor de } 1.2 M_{cr} \text{  } 1.33 M_u$$

M_{cr} = Momento de agrietamiento

$$1.33 M_u = 1.33 (4,207 \text{ k-ft}) = 5,595 \text{ k-ft}$$

Ecuación 5.7.3.3.2-1

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_{b,c} - M_{dnc} \left(\frac{S_{b,c}}{S_b} - 1 \right) \right]$$

donde: $f_r = 0.37 \sqrt{f'_c} \text{ ksi}$

$$f_{cpe} = \frac{P_{eff1}}{A} + \frac{P_{eff1} e_{pre}}{S_b} + \frac{P_{eff2}}{A_c} + \frac{P_{eff2} e_{post}}{S_{b,c}}$$

f_r = Módulo de ruptura.

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el concreto causado por la fuerza de presfuerzo en la fibra inferior.

$M_{dnc} = M_{viga} + M_{losa}$ = Momento por cargas permanentes en la sección no compuesta.

γ_1 = Factor de variabilidad de agrietamiento por flexión = 1.6.

γ_2 = Factor de variabilidad de presfuerzo = 1.1 para tendones adheridos.

γ_3 = Relación entre esfuerzo de fluencia y esfuerzo último del acero = 1.0 para elementos presforzados.

$$M_{cr} = (1.0) \left[\frac{((1.6)(0.979 \text{ ksi}) + (1.1)(3.911 \text{ ksi}))(7,540 \text{ in}^3) - (1,012.5 \text{ kip-ft})(12 \text{ in/ft}) \left(\frac{7,540 \text{ in}^3}{6,185 \text{ in}^3} - 1 \right)}{1} \right]$$

$$M_{cr} = 41,587 \text{ kip-in} = 3,466 \text{ kip-ft}$$

$$1.2M_{cr} = 4,159 \text{ kip-ft}$$

$$P_{\text{eff1}} = 384 \text{ kip}$$

$$P_{\text{eff2}} = 448 \text{ kip}$$

$$M_{\text{viga}} + M_{\text{losa}} = 1012.5 \text{ kip-ft}$$

$$S_b = 6,185 \text{ in}^3$$

$$S_{b,c} = 7,540 \text{ in}^3$$

$$e_{\text{pre}} = 24.6 \text{ in.}$$

$$e_{\text{post}} = 27.5 \text{ in.}$$

$$f_r = 0.37 \sqrt{f'_c} \text{ ksi} = 0.37 \sqrt{7} \text{ ksi} = 0.979 \text{ ksi}$$

$$f_{cpe} = \frac{P_{\text{eff1}}}{A} + \frac{P_{\text{eff1}} e_{\text{pre}}}{S_b} + \frac{P_{\text{eff2}}}{A_c} + \frac{P_{\text{eff2}} e_{\text{post}}}{S_{b,c}} = 3.911 \text{ ksi}$$

Como:

$$1.2M_{cr} = 4,159 \text{ k-ft} < 1.33M_u = 5,595 \text{ k-ft}$$

$1.2M_{cr}$ controla

$$\Phi M_n = 4,971 \text{ k-ft} > 1.2M_{cr} = 4,159 \text{ k-ft} \quad \text{OK}$$

Longitud de Desarrollo de Acero de Presfuerzo

$$l_d = \kappa \left(f_{ps} - \frac{2}{3} f_{pe} \right) d_b \quad \text{Ec. 5.11.4.2-1}$$

$$l_d = 1.6 \left((259.2 \text{ ksi}) - \frac{2}{3} (147.5 \text{ ksi}) \right) (0.6 \text{ in})$$

$$l_d = 154.4 \text{ in.} = 12.9 \text{ ft}$$

La constante $\kappa = 1.6$. (5.11.4.2)

La longitud de desarrollo de los torones de presfuerzo es 12.9 ft. La distancia a la mitad del claro es 37.5 ft, la cual excede la longitud de desarrollo. OK