

Ejemplo 4: Viga de gran altura con una abertura

Lawrence C. Novak, SE

Heiko Sprenger

Sinopsis

El problema elegido para este trabajo, es decir una viga de gran altura con una abertura rectangular, representa un buen ejemplo de la aplicación de modelos de bielas y tirantes para estructuras de hormigón armado. Debido a que la totalidad de la viga constituye una región D, este ejemplo demuestra los principios y métodos que se pueden usar para resolver una gran variedad de problemas. El Ejemplo #4 ha sido ampliamente evaluado de acuerdo con los requisitos del Apéndice A de ACI 318-02.

Lawrence C. Novak, SE es Miembro Asociado de Skidmore, Owings & Merrill LLP, 224 South Michigan Ave., Chicago, IL 60604. También es miembro de ACI, SEA01 y ASCE, y miembro votante de ACI-209.

Heiko Sprenger se graduó recientemente de la Universidad de Stuttgart y es Ingeniero Pasante en Skidmore, Owings & Merrill LLP, 224 South Michigan Ave., Chicago, IL 60604.

1 Sistema

La viga de gran altura con una abertura (Figura 4.1) se diseñó de acuerdo con el Apéndice A de ACI 318-02 – Modelos de Bielas y Tirantes. El sistema en su conjunto se considera una región D debido a la presencia de discontinuidades de fuerzas y geométricas.

Para simplificar los cálculos el peso propio de la estructura se ha considerado aumentando adecuadamente la carga puntual aplicada.

Materiales:

Hormigón – Resistencia a la compresión especificada del hormigón

$$f'_c = 4500 \text{ psi} \quad \left(31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

Acero – Resistencia a la fluencia especificada de la armadura no pretensada

$$f_y = 60.000 \text{ psi} \quad \left(414 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

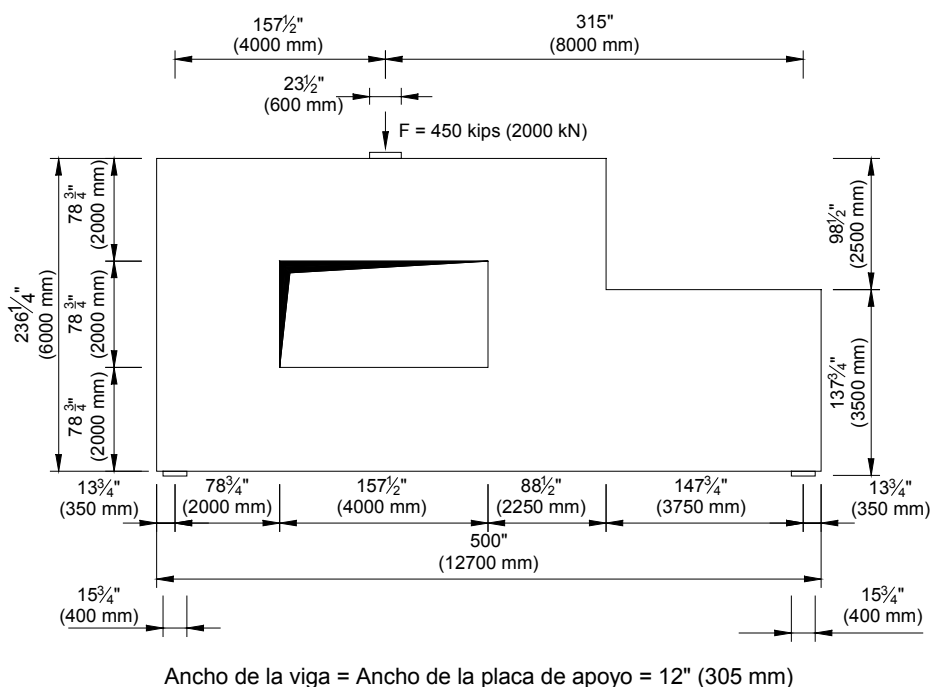


Figura 4-1: Geometría de la viga de gran altura

2 Modelo de bielas y tirantes

2.1 Elección del modelo

La estructura se comporta como una viga de gran altura superior que se extiende entre columnas inclinadas apoyadas sobre una viga de gran altura inferior. En base al comportamiento anticipado se desarrolló el modelo de bielas y tirantes ilustrado en la Figura 4-2. Los modelos de bielas y tirantes se pueden basar en el criterio del ingeniero o bien en un análisis por elementos finitos del flujo de las cargas. En general un modelo de bielas y tirantes se elige de manera tal que los tirantes estén ubicados donde el ingeniero prevé que se dispondrá la armadura principal por motivos constructivos (en este caso por encima y por debajo de la abertura y en el fondo de la viga de gran altura inferior).

Nota: De acuerdo con la Sección RA.1 de ACI 318-02 – Definiciones – Región D – en una región D el menor ángulo permitido entre una biela y un tirante es de 25 grados. En el modelo seleccionado el menor ángulo es de 34 grados.

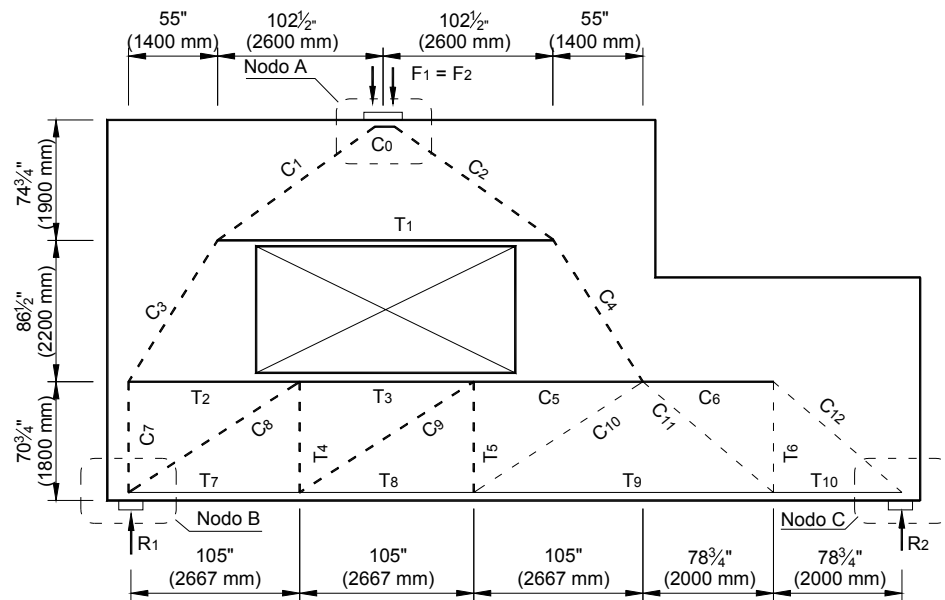


Figura 4-2: Geometría del modelo de bielas y tirantes seleccionado

2.2 Fuerzas

Para las fuerzas externas determinar las reacciones planteando momentos respecto del apoyo inferior izquierdo (ver Figura 4-1).

$$M = 450 \text{ kips} \cdot 157,5'' - R_2 \cdot 472,5''$$

$$\rightarrow R_2 = 150 \text{ kips} \quad (667 \text{ kN})$$

$$\rightarrow R_1 = 300 \text{ kips} \quad (1333 \text{ kN})$$

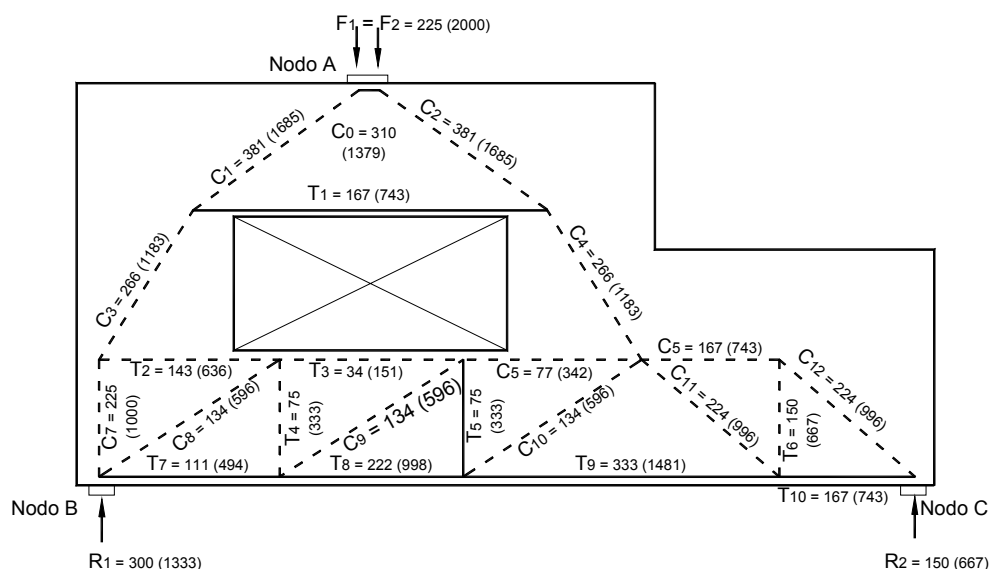


Figura 4-3: Fuerzas (C - Compresión, T - Tracción) del modelo de bielas y tirantes determinadas según el método de los nudos (en *kips*, *kN* entre paréntesis)

3 Cálculos

Factor de reducción de la resistencia de acuerdo con el Capítulo 9.3.2.6 de ACI 318-02:

$$\phi = 0,75$$

3.1 Verificación de la resistencia de apoyo

Nota: El ancho de la placa de apoyo es igual al ancho de la viga.

ACI 318-02, Ecuación A-1:

Ejemplo 4: Viga de gran altura con una abertura

$$\phi \cdot F_n \geq F_u$$

y ACI 318-02, Ecuación 10.17.1

$$F_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot A$$

con

$$f'_c = 4500 \text{ psi}$$

$$\rightarrow F_n = 3825 \text{ psi} \cdot A$$

Placa en el nodo A

$$P = 450 \text{ kips}$$

$$A = 23 \frac{1}{2} " \cdot 12 " = 282 \text{ in}^2$$

$$\rightarrow 0,75 \cdot 3825 \text{ psi} \cdot 282 \text{ in}^2 = 809 \text{ kips} \geq 450 \text{ kips} \quad (3598 \text{ kN} \geq 2000 \text{ kN}) \rightarrow \text{Verifica}$$

Placa en los nodos B y C

$$R_1 = 300 \text{ kips} \geq 150 \text{ kips} = R_2$$

$$A = 15 \frac{3}{4} " \cdot 12 " = 189 \text{ in}^2$$

$$\rightarrow 0,75 \cdot 3825 \text{ kips} \cdot 189 \text{ in}^2 = 542 \text{ kips} \geq 300 \text{ kips} \quad (2410 \text{ kN} \geq 1333 \text{ kN}) \rightarrow \text{Verifica}$$

Nota: Típicamente las verificaciones de los nodos del Apéndice A tendrán prioridad sobre las verificaciones de los apoyos del Capítulo 10 de ACI 318-02.

3.2 Tirantes

ACI 318-02, Ecuación A-1

$$\phi \cdot F_n \geq F_u \rightarrow F_n = \frac{F_u}{\phi}$$

con la Ecuación A-6 de ACI 318-02 – resistencia nominal de un tirante

$$F_{nt} = A_{st} \cdot f_y + A_{ps} \cdot (f_{se} + \Delta f_p)$$

$$A_{ps} = 0 \text{ (no pretensada)} \rightarrow F_{nt} = A_{st} \cdot f_y$$

además

$$f_y = 60.000 \text{ psi} = 60 \text{ ksi}$$

$$\rightarrow A_{st, req} = \frac{F_{nt}}{f_y} = \frac{F_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{F_u}{0,75 \cdot 60 \text{ksi}} = \frac{F_u}{40 \text{ksi}} \left(\frac{F_u}{276 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right)$$

Tabla 4-1: Armaduras de los tirantes

	F_u [kips]	F_u [kN]	$A_{st, req}$ [in. ²]	Barras	A_{st}/barra [in. ²]	No. de barras	$A_{st, prov}$ [in. ²]	Distribución
T ₁	= 167	744	3,72	#10	1,27	4	5,08	4#10
T ₂	= 143	636	3,18	#8	0,79	4	3,16	4#8
T ₃	= 34	151	0,75	#8	0,79	4	3,16	4#8
T ₄	= 75	333	1,66	#4	0,20	10	2,00	10#4 @ 18 in.
T ₅	= 75	333	1,66	#4	0,20	10	2,00	10#4 @ 18 in.
T ₆	= 150	667	3,33	#4	0,20	18	3,60	18#4 @ 9 in.
T ₇	= 111	493	2,46	#10	1,27	6	7,62	6#10
T ₈	= 222	987	4,93	#10	1,27	6	7,62	6#10
T ₉	= 333	1480	7,40	#10	1,27	6	7,62	6#10
T ₁₀	= 167	741	3,70	#10	1,27	6	7,62	6#10

La Tabla 4-1 indica los tirantes T_i junto con las fuerzas (ver Figura 4-3), la sección de armadura requerida, el tamaño de barra con la sección de armadura correspondiente a cada barra, el número de barras, la sección de armadura provista y la manera en que se distribuyen las barras en cada tirante.

3.3 Bielas

ACI 318-02, Ecuación A-1

$$\phi \cdot F_n \geq F_u$$

con la Ecuación A-2 de ACI 318-02 – resistencia nominal a la compresión de una biela sin armadura longitudinal

$$F_{ns} = f_{cu} \cdot A_c$$

y la Ecuación A-3 de ACI 318-02 para la resistencia efectiva a la compresión del hormigón de una biela

$$f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c$$

con

$$f'_c = 4500 \text{ psi}$$

$$\beta_s = 0,60 \cdot \lambda \text{ (sin armadura que satisfaga A.3.3 del Apéndice A de ACI 318-02)}$$

Ejemplo 4: Viga de gran altura con una abertura

$\lambda = 1,0$ para hormigón de peso normal (ACI 318-02, Capítulo 11.7.4.3)

$$A_{c, \text{req}} = w_{s, \text{req}} \cdot 12''$$

$$\rightarrow f_{cu} = 2869 \text{ psi} = 2,869 \text{ ksi}$$

$$\rightarrow \phi \cdot F_n = 0,75 \cdot F_n = 0,75 \cdot 2,869 \text{ ksi} \cdot A_c \geq F_u$$

$$\rightarrow A_{c, \text{req}} \geq \frac{F_u}{0,75 \cdot 2,869 \text{ ksi}} = \frac{F_u}{2,152 \text{ ksi}} \left(\frac{F_u}{14,85 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}} \right)$$

$$\rightarrow w_{s, \text{req}} \geq \frac{F_u}{2,152 \text{ ksi} \cdot 12''} = \frac{F_u}{25,82 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} \left(\frac{F_u}{4525,9 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}} \right)$$

El factor $\beta_s = 0,60\lambda$ se toma de manera conservadora ya que es posible que se desarrollen bielas en forma de botella. Si la armadura satisface A.3.3 del Apéndice A de ACI 318-02 (resistencia a la fuerza de tracción transversal en la biela) se podría usar $\beta_s = 0,75$.

La Tabla 4-2 indica las bielas C_i junto con las fuerzas (ver Figura 4-3) y los anchos requeridos y provistos para las bielas con un espesor de 12 in. Si $w_{s, \text{prov}}$ "verifica" significa que la geometría del modelo provee área suficiente.

Tabla 4-2: Propiedades de las bielas

	F_u [kips]	F_u [kN]	$W_{s, \text{req}}$ [in.]	$W_{s, \text{prov}}$ [in.]
C_1	= 381	1695	15	verifica
C_2	= 381	1695	15	verifica
C_3	= 266	1185	10	verifica
C_4	= 266	1185	10	verifica
C_5	= 77	343	3	4", verifica
C_6	= 167	741	6	verifica
C_7	= 225	1000	9	27½", verifica
C_8	= 134	595	5	verifica
C_9	= 134	595	5	verifica
C_{10}	= 134	595	5	verifica
C_{11}	= 224	997	9	verifica
C_{12}	= 224	997	9	verifica

3.4 Nodos

3.4.1 Generalidades

De acuerdo con el Capítulo A-1 de ACI 318-02, el nodo en el punto A es un nodo Tipo C-C-C compuesto por tres bielas; por lo tanto $\beta_n = 1,0$ (ACI 318-02, Sección A.5.2.1). Los nodos en los puntos B y C son nodos Tipo C-C-T ya que cada uno de ellos ancla un tirante y por lo tanto para estos nodos $\beta_n = 0,8$ (ACI 318-02, Sección A.5.2.2).

ACI 318-02, Ecuación A-7 – resistencia nominal a la compresión de una zona nodal

$$F_{nn} = f_{cu} \cdot A_n$$

con la Ecuación A-8 de ACI 318-02 – tensión efectiva calculada en la cara de una zona nodal

$$\phi \cdot f_{cu} = (0,75) \cdot 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c$$

y ACI 318-02, Ecuación A-1

$$\phi \cdot F_n \geq F_u$$

3.4.2 Nodo A

$$F_1 = 225 \text{ kips}$$

$$C_0 = 310 \text{ kips}$$

$$C_1 = 383 \text{ kips}$$

$$\theta = \arctan \frac{69,8}{96,4} = 35,92^\circ$$

$$\beta_n = 1,0$$

Ejemplo 4: Viga de gran altura con una abertura

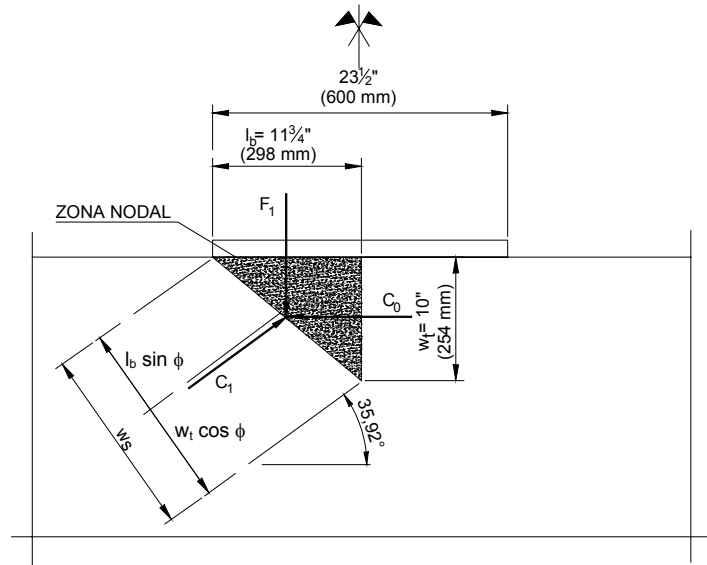


Figura 4-4: Geometría del nodo A

$$w_{F_1} = l_b = 11\frac{3}{4}''$$

$$w_{C_0} = 10'' \text{ (altura aproximada del bloque de compresión } C_0)$$

$$w_{C_1} = w_s = l_b \sin \theta + w_t \cos \theta = 15 \text{ in.}$$

$$A_{F_1} = 11\frac{3}{4}'' \cdot 12'' = 141 \text{ in}^2$$

$$A_{C_0} = 10'' \cdot 12'' = 120 \text{ in}^2$$

$$A_{C_1} = 15'' \cdot 10'' = 150 \text{ in}^2$$

$$F_{nn,F_1} = 0,85 \cdot 1,0 \cdot 4500 \text{ psi} \cdot 141 \text{ in}^2 = 539 \text{ kips} \quad (2397 \text{ kN})$$

$$F_{nn,C_0} = 0,85 \cdot 1,0 \cdot 4500 \text{ psi} \cdot 120 \text{ in}^2 = 459 \text{ kips} \quad (2042 \text{ kN})$$

$$F_{nn,C_1} = 0,85 \cdot 1,0 \cdot 4500 \text{ psi} \cdot 150 \text{ in}^2 = 574 \text{ kips} \quad (2553 \text{ kN})$$

$$0,75 \cdot 539 \text{ kips} = 404 \text{ kips} \geq 225 \text{ kips} = F_1 \quad (1797 \text{ kN} \geq 1000 \text{ kN} = F_1)$$

$$0,75 \cdot 459 \text{ kips} = 344 \text{ kips} \geq 310 \text{ kips} = C_0 \quad (1530 \text{ kN} \geq 1379 \text{ kN} = C_0)$$

$$0,75 \cdot 574 \text{ kips} = 431 \text{ kips} \geq 383 \text{ kips} = C_1 \quad (1917 \text{ kN} \geq 1704 \text{ kN} = C_1)$$

→ El Nodo A es aceptable.

3.4.3 Nodo B

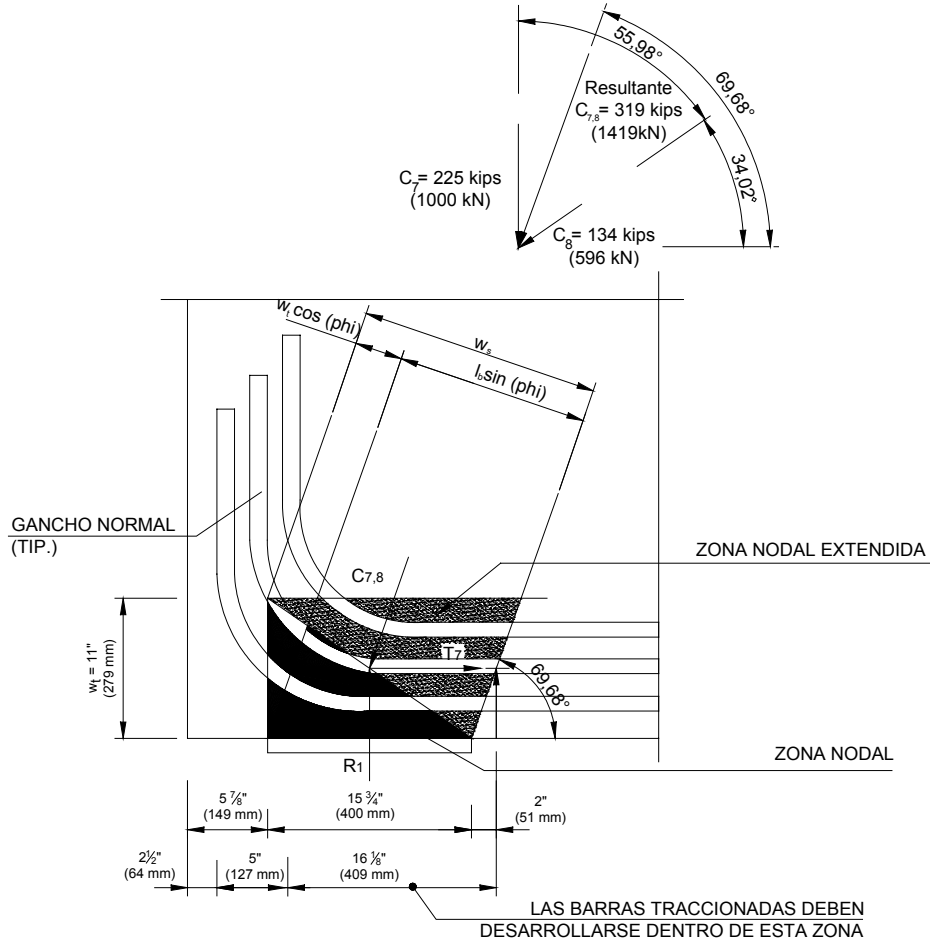


Figura 4-5: Geometría del nodo B

$$A_{C_{7,8}} = 18 \frac{1}{2} \cdot 12 = 222 \text{ in}^2$$

$$F_{nn,R_1} = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 4500 \text{ psi} \cdot 189 \text{ in}^2 = 578 \text{ kips} \quad (2571 \text{ kN})$$

$$F_{nn,T_1} = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 4500 \text{ psi} \cdot 129 \text{ in}^2 = 395 \text{ kips} \quad (1757 \text{ kN})$$

$$F_{nn,C_{7,8}} = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 4500 \text{ psi} \cdot 222 \text{ in}^2 = 679 \text{ kips} \quad (3020 \text{ kN})$$

$$0,75 \cdot 578 \text{ kips} = 434 \text{ kips} \geq 300 \text{ kips} = R_1 \quad (1930 \text{ kN} \geq 1333 \text{ kN} = R_1)$$

$$0,75 \cdot 395 \text{ kips} = 296 \text{ kips} \geq 111 \text{ kips} = T_7 \quad (1317 \text{ kN} \geq 494 \text{ kN} = T_7)$$

$$0,75 \cdot 679 \text{ kips} = 509 \text{ kips} \geq 319 \text{ kips} = C_{7,8} \quad (2264 \text{ kN} \geq 1418 \text{ kN} = C_{7,8})$$

Ejemplo 4: Viga de gran altura con una abertura

$$R_1 = 300 \text{ kips}$$

$$T_7 = 111 \text{ kips}$$

$$C_{7,8} = 319 \text{ kips}$$

$$\theta = 69,68^\circ$$

$$\beta_n = 0,8$$

$$w_{R_1} = l_b = 15 \frac{3}{4} \text{ "}$$

$$w_{T_7} = w_t = 2 \cdot 2 \text{ "} + 3 \cdot 1 \frac{1}{4} \text{ "} + 2 \cdot 1 \frac{1}{2} \text{ "} = 10 \frac{3}{4} \text{ "}$$

$$w_{C_{7,8}} = w_s = l_b \sin \theta + w_t \cos \theta = 18 \frac{1}{2} \text{ "}$$

$$A_{R_1} = 15 \frac{3}{4} \text{ "} \cdot 12 \text{ "} = 189 \text{ in}^2$$

$$A_{T_7} = 10 \frac{3}{4} \text{ "} \cdot 12 \text{ "} = 129 \text{ in}^2$$

3.4.4 Nodo C

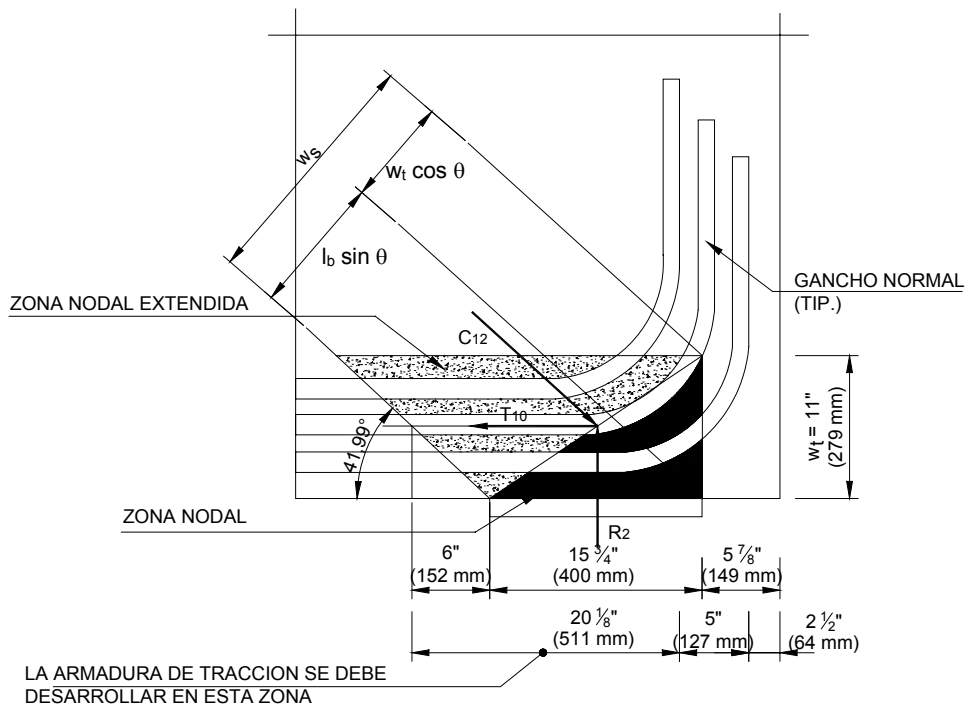


Figura 4-6: Geometría del nodo C

$$R_2 = 150 \text{ kips}$$

$$T_{10} = 167 \text{ kips}$$

$$C_{12} = 224 \text{ kips}$$

$$\theta = 41,99^\circ$$

$$\beta_n = 0,8$$

$$w_{R_2} = l_b = 15 \frac{3}{4} \text{''}$$

$$w_{T_{10}} = w_t = 2 \cdot 2 \text{''} + 3 \cdot 1 \frac{1}{4} \text{''} + 2 \cdot 1 \frac{1}{2} \text{''} = 10 \frac{3}{4} \text{''}$$

$$w_{C_{12}} = w_s = l_b \sin \theta + w_t \cos \theta = 18 \frac{1}{2} \text{''}$$

$$A_{R_2} = 15 \frac{3}{4} \text{in} \cdot 12 \text{in} = 189 \text{in}^2$$

$$A_{T_{10}} = 10 \frac{3}{4} \text{in} \cdot 12 \text{in} = 129 \text{in}^2$$

$$A_{C_{12}} = 18 \frac{1}{2} \text{in} \cdot 12 \text{in} = 222 \text{in}^2$$

$$F_{nn,R_2} = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 4500 \text{psi} \cdot 189 \text{in}^2 = 578 \text{kips} \quad (2571 \text{kN})$$

$$F_{nn,T_{10}} = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 4500 \text{psi} \cdot 129 \text{in}^2 = 395 \text{kips} \quad (1757 \text{kN})$$

$$F_{nn,C_{12}} = 0,85 \cdot 0,8 \cdot 4500 \text{psi} \cdot 222 \text{in}^2 = 679 \text{kips} \quad (3020 \text{kN})$$

$$0,75 \cdot 578 \text{kips} = 434 \text{kips} \geq 150 \text{kips} = R_2 \quad (1930 \text{kN} \geq 667 \text{kN} = R_2)$$

$$0,75 \cdot 395 \text{kips} = 296 \text{kips} \geq 167 \text{kips} = T_{10} \quad (1317 \text{kN} \geq 743 \text{kN} = C_{10})$$

$$0,75 \cdot 679 \text{kips} = 509 \text{kips} \geq 224 \text{kips} = C_{12} \quad (2264 \text{kN} \geq 997 \text{kN} = C_{12})$$

3.4.5 Longitud de desarrollo

El nodo B es determinante porque en este nodo la longitud de anclaje para el gancho es menor que la longitud de anclaje en el nodo C.

De acuerdo con la Ecuación 12.5.2 de ACI 318-02, la longitud de desarrollo, l_{dh} , de un gancho normal es:

$$l_{dh} = \frac{0,02 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \cdot d_b$$

Ejemplo 4: Viga de gran altura con una abertura

Siguiendo el Capítulo 12.5.4 de ACI 318-02, el cual para un recubrimiento más allá del gancho menor que 2,5 in. requiere una separación de los estribos no mayor que $3d_b$ a lo largo de l_{dh} , y estando el primer estribo a una distancia menor o igual que $2d_b$ de la parte exterior del codo, según el Capítulo 12.5.3(a) de ACI 318-02 l_{dh} se puede multiplicar por 0,7 y por lo tanto se reduce a

$$l_{dh} = 0,7 \cdot 22 \frac{3}{4} " = 16 " \quad (404 \text{ mm})$$

La longitud de anclaje es suficiente para ambos nodos siendo l_a

$$l_{a, \text{NodoB}} = \frac{\frac{w_t}{2}}{\tan 69,68^\circ} + 15 \frac{3}{4} " + 5 \frac{7}{8} " - 2 \frac{1}{2} " - 5 " = 16 \frac{1}{8} " \quad (409 \text{ mm})$$

$$l_{a, \text{NodoC}} = \frac{\frac{w_t}{2}}{\tan 41,99^\circ} + 15 \frac{3}{4} " + 5 \frac{7}{8} " - 2 \frac{1}{2} " - 5 " = 20 \frac{1}{8} " \quad (510 \text{ mm})$$

$$l_{dh} = 16 " \leq 16 \frac{1}{8} " \quad (404 \text{ mm} \leq 409 \text{ mm})$$

→ Los nodos B y C son aceptables.

l_{dh} se podría reducir aún más multiplicando por la relación entre $A_{s, \text{req}}$ y $A_{s, \text{prov}}$ ($3,7/7,62 = 0,49$) según el Capítulo 12.5.3(d) de ACI 318-02. No hemos considerado esta reducción adicional de l_{dh} ya que no alteraría los resultados.

3.5 Mínima armadura de temperatura y retracción

ACI 318-02, Ecuación 7.12.2.1(b) – la relación entre la sección de armadura y la sección bruta de hormigón es

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = 0,0018$$

Adoptamos una armadura de barras #4 con una separación de 18 in., ya que de acuerdo con el Capítulo 7.12.2.2 de ACI 318-02 la separación no debe ser mayor que 18 in., con $A_{st} = 0,20 \text{ in.}^2$. Siendo el ancho del muro 12 in.:

$$\rho = \frac{2 \cdot 0,20 \text{ in.}^2}{18 " \cdot 12 " } = 0,0019 \geq 0,0018 \rightarrow \text{Verifica}$$

Conclusión: Disponer como mínimo barras #4 cada 18 in. en cada dirección y cada cara.

3.6 Mínima armadura superficial

Verificando los requisitos del Capítulo A.3.3 de ACI 318-02, se colocará exclusivamente la armadura horizontal y vertical de retracción y temperatura indicada en 3.2. Si la profundidad efectiva de una viga es mayor que 36 in., de acuerdo con el Capítulo 10.6.7 de ACI 318-02 es necesario disponer armadura superficial. Esta armadura se debe distribuir en una distancia $d/2$, con una separación no mayor que el menor valor entre $s_{sk} > d/6$, $s_{sk} > 12$ in. y $s_{sk} > 1000 A_b / (d-30)$:

$$\frac{1000 \cdot 0,31 \text{ in}^2}{70 \frac{1}{4} \text{ in} - 30 \text{ in}} = 7 \frac{1}{2} \text{ in} \rightarrow s_{sk} \geq 7 \frac{1}{2} \text{ in} \quad (193 \text{ mm})$$

Por lo tanto, para la parte inferior de la viga de gran altura y la parte sobre la abertura en una profundidad de 37 in., cambiaremos la armadura horizontal consistente en barras #4 con separación de 18 in. por barras #5 a $7\frac{1}{2}$ in.

4 Disposición de las armaduras

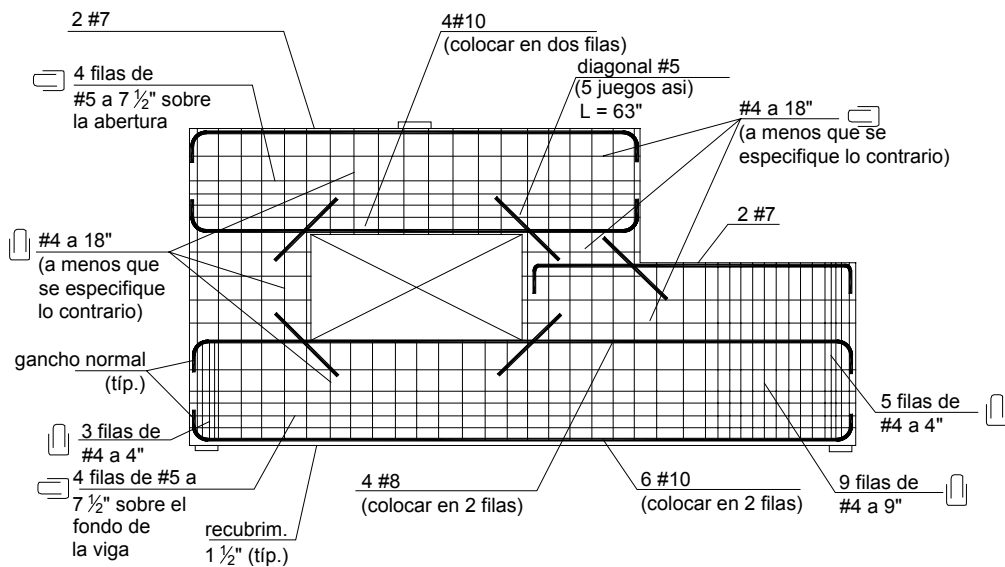


Figura 4-7: Disposición final de las armaduras de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos

Wiryanto Dewobroto

Karl-Heinz Reineck

Sinopsis

El diseño incorrecto de los apoyos indirectos ha provocado una variedad de daños estructurales y prácticamente ha llevado a la falla algunas vigas de hormigón estructural. La mayoría de los códigos, incluyendo el ACI 318, no tratan este caso adecuadamente. Sin embargo, los modelos de bielas y tirantes conducen casi automáticamente a reforzar correctamente estas regiones de discontinuidad críticas. Este ejemplo combina apoyos indirectos con cargas aplicadas de manera indirecta, y demuestra la aplicación de modelos de bielas y tirantes de acuerdo con el Apéndice A de ACI 318-2002.

Wiryanto Dwobroto es profesor de Ingeniería Civil en la Universidad de Pelita Harapan, Indonesia. Obtuvo su título de Ingeniero Civil de la Universidad de Gadjahmada en 1989. Luego de su graduación trabajó en una empresa de consultores en ingeniería y posee experiencia en el diseño y supervisión de numerosas estructuras, especialmente edificios industriales en altura y puentes. En 1998 obtuvo su maestría en Ingeniería Estructural de la Universidad de Indonesia. De mayo a julio de 2002 fue investigador invitado en la Universidad de Stuttgart, alemania.

Karl-Heinz Reineck obtuvo su título de Ingeniero y Doctor en Ingeniería de la Universidad de Stuttgart. Es investigador y docente en el Instituto para el Diseño Conceptual y Estructural de Estructuras Livianas de la Universidad de Stuttgart. Sus investigaciones abarcan el diseño mediante modelos de bielas y tirantes, el diseño al corte y el detallado del hormigón estructural. Preside el Comité conjunto ASCE-ACI 445-1 y es miembro del Grupo de Trabajo "Diseño Práctico" de *fib*.

1 Geometría y cargas

La viga T ilustrada en la Figura 5-1 está apoyada indirectamente en el apoyo B por medio de una viga de transferencia ilustrada en el corte II-II. Tampoco las cargas están aplicadas directamente en el alma, sino que son transferidas por las vigas ilustradas en el corte I-I. Las cargas están aplicadas simétricamente, por lo cual no se induce torsión.

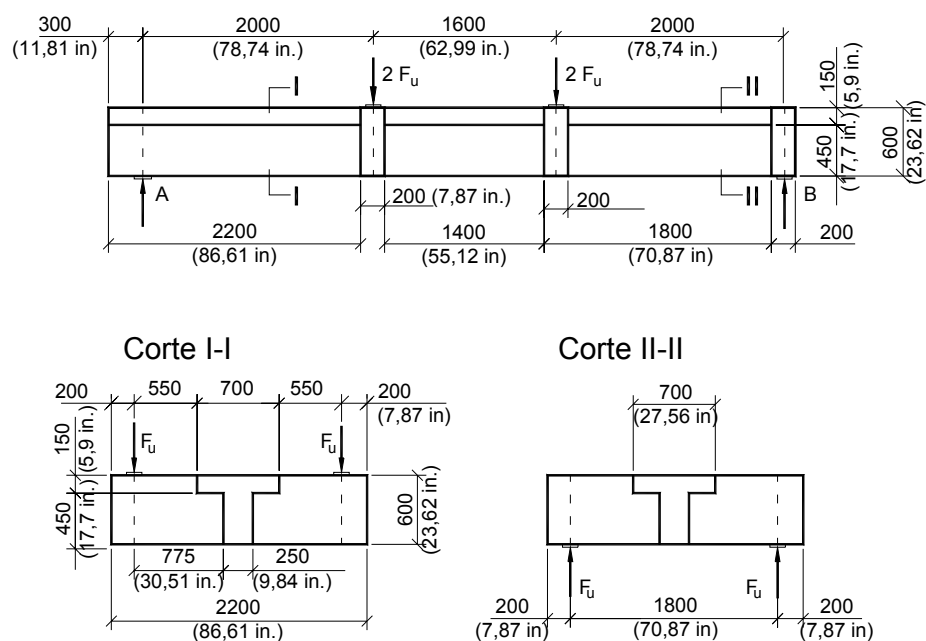


Figura 5-1: Miembro con cargas factoreadas y apoyos indirectos

Especificaciones para el diseño:

Carga factoreada: $F_u = 160 \text{ kN}$ (36 kips)

Hormigón: $f'_c = 31,6 \text{ MPa}$ (4580 psi)

Armaduras: $f_y = 500 \text{ MPa}$ (72.500 psi)

2 Procedimiento de diseño

El diseño se basa en un Modelo de Bielas y Tirantes de acuerdo con el Apéndice A de ACI 318-02 y se realiza siguiendo los pasos siguientes:

- Paso 1: Análisis
- Paso 2: Diseño a flexión de la viga principal y cálculo del brazo de palanca interno
- Paso 3: Diseño de los estribos para la viga principal y cálculo del ángulo de las bielas en el alma
- Paso 4: Verificación de la longitud de anclaje en los nodos A y B
- Paso 5: Diseño de la viga que transfiere las cargas a la viga principal
- Paso 6: Diseño de la viga que soporta la viga principal
- Paso 7: Disposición de las armaduras

Nota editorial: Los cálculos se realizan en unidades del SI; los resultados principales también se presentan entre paréntesis en unidades inglesas.

3 Cálculos

3.1 Paso 1: Análisis

La Figura 5-2 ilustra los diagramas de corte y momento flector correspondientes a la viga principal.

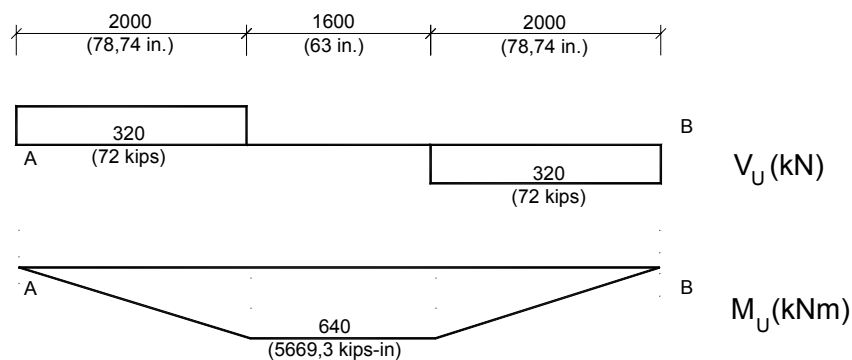


Figura 5-2: Corte y momento flector en la viga principal
(1 kN = 0,2248 kips; 1 kN-m = 8,8496 kips-in.)

Vigas que transfieren la carga a la viga principal (Figura 5-1, Corte I-I):

$$M_u = 144 \text{ kN-m} \quad (1275 \text{ kips-in.})$$

$$V_u = 160 \text{ kN} \quad (36 \text{ kips})$$

Para la viga que soporta la viga principal en el apoyo B (Figura 5-1, Corte II-II) son válidos los mismos valores.

3.2 Paso 2: Diseño a flexión de la viga principal

Usamos una distribución rectangular equivalente de las tensiones en el hormigón en base a la Sección 10.2.7:

$$f'_c = 31,6 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,005(31,6 - 27,6) / 6,89 = 0,82$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = \frac{0,638 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 0,018$$

$$\omega_{\max} = \frac{\rho_{\max} f_y}{f'_c} = 0,285$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{640}{0,9} = 711,1 \text{ kN-m} \quad (6290 \text{ kips-in.})$$

Asumimos que la zona comprimida está dentro del ala (Figura 5-3) y que el acero entrará en fluencia.

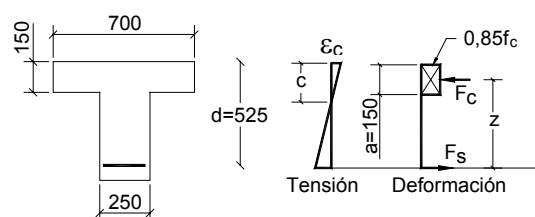


Figura 5-3: Distribución de las tensiones y deformaciones a mitad de tramo de la viga principal (1 mm = 0,03937 in.)

$$\frac{M_n}{b d^2 f'_c} = \frac{711,1 * 10^6}{700 * 525^2 * 31,6} = 0,117 \rightarrow \omega = 0,126 < \omega_{\max} = 0,285$$

$$A_s = \omega \frac{f'_c}{f_y} b d = 0,126 * \frac{31,6}{500} * 700 * 525 = 2926 \text{ mm}^2 \quad (4,54 \text{ in}^2)$$

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos

$$\text{usar } 6\varnothing 25 \quad A_s = 2945 \text{ mm}^2 \quad (4,56 \text{ in}^2)$$

Verificamos la hipótesis:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{2926 \cdot 500}{0,85 \cdot 31,6 \cdot 700} = 79 \text{ mm} < h_f = 150 \text{ mm} \quad \text{Verifica}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = 3,11 \text{ in.} < h_f = 5,91 \text{ in.}$$

En la figura 5-4 se ilustra la disposición de las barras principales. (1 mm = 0,03937 in.)

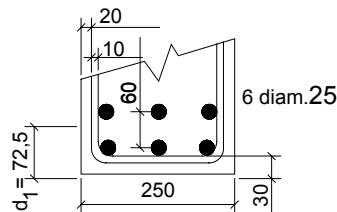


Figura 5-4: Distribución propuesta para las barras de la viga principal
(1 mm = 0,03937 in.)

Los valores actualizados para la profundidad efectiva y el brazo de palanca interno son los siguientes:

$$d = h - d_1 = 600 - 72,5 = 527,5 \text{ mm} (20,78 \text{ in.}) > 525 \text{ mm} (20,67 \text{ in.})$$

$$z = jd = d - 0,5a = 527,5 - (0,5 \cdot 79) = 488 \text{ mm} (19,21 \text{ in.})$$

$$j = z / d = 0,925$$

3.3 Paso 3: Diseño de los estribos para la viga principal

Dimensionamos los estribos de acuerdo con el Capítulo 11 de ACI 318. Luego obtenemos el ángulo θ para las bielas inclinadas del alma de manera de poder determinar el modelo de bielas y tirantes para las regiones D.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{320}{0,75} = 427 \text{ kN} \quad (96 \text{ kips})$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Para miembros sometidos exclusivamente a corte y flexión la Ecuación 11.3.1.1 da:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 * \sqrt{31,6} * 250 * 527,5 = 126.024 \text{ N} = 126 \text{ kN} \quad (28,3 \text{ kips})$$

Con la ecuación alternativa 11.3.2.1 se obtiene:

$$V_c = \left(0,16\sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0,29\sqrt{f'_c} b_w d$$

donde

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{320 * 0,5275}{640} = 0,2637 \leq 1,0$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{2945}{250 * 527,5} = 0,0223$$

de manera que

$$V_c = \left(0,16\sqrt{31,6} + 17 * 0,0223 * 0,2637 \right) 250 * 527,5 \leq 0,29\sqrt{31,6} * 250 * 527,5$$

$$V_c = 132 \text{ kN} (29,67 \text{ kips}) \leq 215 \text{ kN} (48,32 \text{ kips})$$

Para diseñar los estribos usamos V_c de la ecuación alternativa:

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = 427 - 132 = 295 \text{ kN} \quad (66,3 \text{ kips})$$

$$< 0,68\sqrt{f'_c} b_w d = 504 \text{ kN} \quad (113,3 \text{ kips})$$

$$> 0,34\sqrt{f'_c} b_w d = 252 \text{ kN} \quad (56,6 \text{ kips}) \rightarrow s \leq d / 4 = 131 \text{ mm} (5,16 \text{ in})$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{295.000}{500 * 527,5} = 1,12 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 1120 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (0,0441 \frac{\text{in}^2}{\text{in}})$$

$$\text{usar estribos } \phi 10 \text{ con separación de } 125 \text{ mm} \rightarrow \left(\frac{A_v}{s} \right)_{\text{prov}} = 1250 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (0,0492 \frac{\text{in}^2}{\text{in}})$$

Ahora que conocemos la cantidad de estribos podemos calcular el ángulo θ que forman las bielas inclinadas en el alma del modelo reticulado. El diagrama de cuerpo libre ilustrado en la Figura 5-5 muestra que la fuerza de corte en la región B debe ser tomada por las fuerzas en los estribos en la longitud ($z \cot \theta$):

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos

$$V_n = (A_v / s) f_y z \cot \theta$$

y en base a esto el ángulo θ se puede calcular de la siguiente manera:

$$\cot \theta = \frac{s}{A_v} \cdot \frac{V_n}{f_y z} = \frac{1}{1,12} * \frac{427.000}{500 * 488} = 1,5625 \rightarrow \theta = 32,6^\circ$$

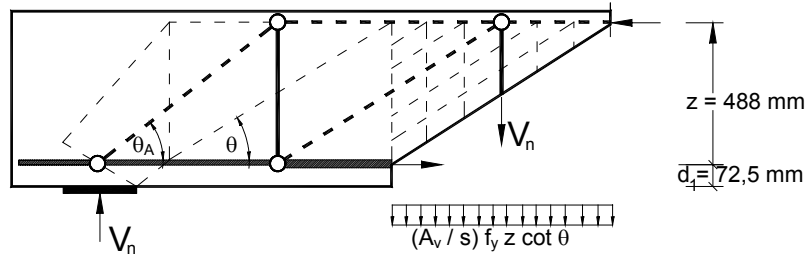


Figura 5-5: Campos de compresión para las bielas inclinadas (1 mm = 0,03937 in.)

3.4 Paso 4: Verificación de las longitudes de anclaje en los nodos A y B

3.4.1 Verificación de la longitud de desarrollo de las barras longitudinales

De acuerdo con la Sección 12.11 de ACI 318-02, la longitud de desarrollo de las barras debe satisfacer los siguientes requisitos (ver también la Figura 5-6):

1. Al menos un tercio de la armadura longitudinal se debe extender sobre la misma cara del miembro hacia el apoyo en una distancia mayor o igual que 150 mm.
2. En los apoyos simples el diámetro de las armaduras debe ser lo suficientemente pequeño como para que la longitud de desarrollo calculada, l_d , de las barras satisfaga la siguiente condición:

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a$$

donde

M_n es la resistencia nominal al momento suponiendo que toda la armadura en la sección (en el apoyo) está solicitada hasta la resistencia a la fluencia especificada, f_y .

Por lo tanto, del Paso 2, se puede calcular como

$$M_n = A_s f_y z$$

$$M_n = 2945 * 500 * 488 = 719 \times 10^6 \text{ N-mm} = 719 \text{ kN-m.}$$

V_u es la carga de corte factoreada en la sección ($V_u = 320 \text{ kN}$).

l_a en el apoyo debe ser la longitud de empotramiento más allá del centro del apoyo.

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos

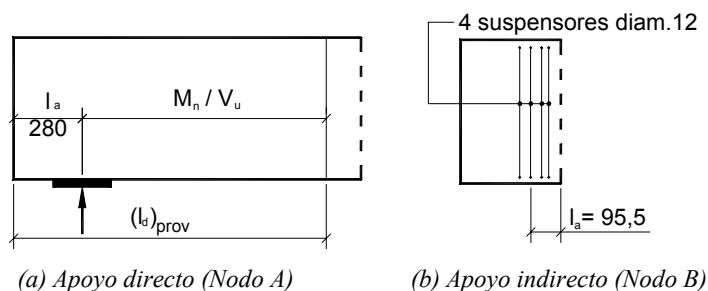


Figura 5-6: Longitud de desarrollo de la barra positiva (1mm = 0,03937 in.)

Por motivos de simplicidad extendemos todas las barras hasta el apoyo.

La sección de la viga en el apoyo es similar a la Figura 5-4, el diámetro de la barra es 25 mm, por lo tanto, de acuerdo con la Sección 12.2.2, la longitud de desarrollo se puede calcular de la siguiente manera:

$$l_d = \left(\frac{f_y \alpha \beta \lambda}{20 \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (\text{in.})$$

Esta ecuación se aplica para el caso de hormigón de peso normal ($\lambda = 1,0$), armadura sin recubrimiento epoxi ($\beta = 1,0$) y barras con diámetro mayor que las barras No. 7 ó 22 mm ($\alpha = 1,0$). Para $f'_c = 4583$ psi y $f_y = 72.500$ psi:

$$(l_d)_{\text{req}} = \left(\frac{72.500 * 1,0 * 1,0 * 1,0}{20 \sqrt{4583}} \right) d_b = 54 d_b = 1350 \text{ mm} \quad (53,15 \text{ in})$$

Verificación del nodo A:

$$(l_d)_{\text{prov}} = 1,3 * \frac{M_n}{V_u} + l_a = 1,3 * \frac{715.000}{320} + 280 = 3185 \text{ mm} \quad (98,98 \text{ in.})$$

$$(l_d)_{\text{prov}} = 3185 \text{ mm} \quad (98,98 \text{ in}) > (l_d)_{\text{req}} \rightarrow \text{Verifica}$$

Verificación del nodo B:

$$(l_d)_{\text{prov}} = \frac{M_n}{V_u} + l_a = \frac{715.000}{320} + 95 = 2234 \text{ mm} \quad (87,95 \text{ in}) > (l_d)_{\text{req.}} \rightarrow \text{Verifica}$$

Se satisfacen los requisitos de la Sección 12.11 referidos al desarrollo de la armadura longitudinal. Sin embargo, esto no constituye una verificación de la longitud de anclaje directamente en el apoyo.

3.4.2 Verificación de la longitud de anclaje en el apoyo directo A

En los apoyos usamos ganchos normales en los extremos de las barras. La verificación de la longitud de anclaje en el apoyo directo se realiza de acuerdo con la Sección 12.5.2 para un gancho normal según A.4.3.2. De acuerdo con la Sección A.4.3.2 de ACI, la longitud de desarrollo comienza en el punto donde el baricentro de la armadura del tirante abandona la zona nodal extendida. Por motivos de simplicidad aquí se toma la cara interna del apoyo y, como se ilustra en la Figura 5-7, la longitud de desarrollo (l_d) así calculada es igual a 380 mm.

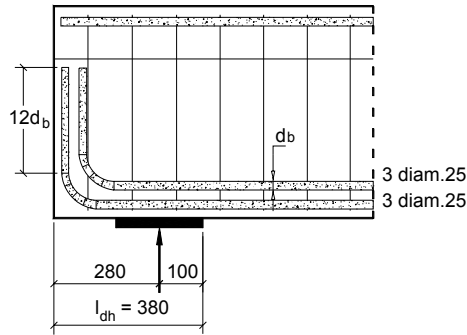


Figura 5-7: Longitud de desarrollo en el apoyo directo (Nodo A) (1 mm = 0,03937 in.)

De acuerdo con la Sección 12.5.2 la longitud de desarrollo es:

$$l_{dh} = (0,02 \beta \lambda f_y / \sqrt{f'_c}) d_b$$

donde

β y λ son 1,0 para hormigón de peso normal y armadura sin recubrimiento epoxi

$$f'_c = 4580 \text{ psi}$$

$$f_y = 72.500 \text{ psi}$$

por lo tanto

$$l_{dh} = (0,02 * 1,0 * 1,0 * 72.500 / \sqrt{4580}) d_b = 21 d_b$$

De acuerdo con la Sección 12.5.3 cuando no se requiere específicamente anclaje o desarrollo para f_y , la armadura en exceso de la requerida por análisis se puede multiplicar por

$$l_{dh} = (A_{s,req} / A_{s,prov}) 21 d_b$$

Para poder calcular $A_{s,req}$ es necesario conocer la fuerza de tracción (F_{sA}) ilustrada en la Figura 5-8. En base a la Sección 6.5.2.1 de las Recomendaciones FIP (1999), el ángulo θ_A

de la resultante del campo de compresión en forma de abanico sigue la geometría del abanico (Figura 5-8):

$$\cot \theta_A = [0,5a_1 / z + (d_1 / z + 0,5) \cot \theta]$$

$$\cot \theta_A = [125 / 488 + (72,5 / 488 + 0,5) 1,5625] = 1,2695 \rightarrow \theta_A = 38,2^\circ$$

$$F_{sA} = V_n \cot \theta_A = 427 * 1,2695 = 542 \text{ kN} \quad (122 \text{ kips})$$

$$A_{s,req} = F_{sA} / f_y = 542.000 / 500 = 1084 \text{ mm}^2 \quad (1,68 \text{ in.}^2)$$

$$A_{s,prov} = 6 \varnothing 25 (2945 \text{ mm}^2) \quad (4,56 \text{ in.}^2)$$

Por lo tanto: $l_{dh,req} = (A_{s,req} / A_{s,prov}) 21 d_b$

$$l_{dh,req} = (1084 / 2945) 21 d_b = 7,73 d_b = 193 \text{ mm} < l_{dh,prov} = 280 \text{ mm}$$

$$l_{dh,req} = 7,60 \text{ in} < l_{dh,prov} = 11,02 \text{ in.}$$

La longitud de anclaje en el apoyo directo (Nodo A) es adecuada.

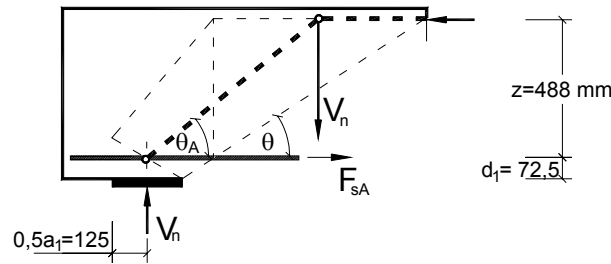


Figura 5-8: Fuerza de tracción (F_{sA}) a anclar en el apoyo ($1 \text{ mm} = 0,03937 \text{ in.}$)

3.4.3 Suspensores en el apoyo indirecto

En un apoyo indirecto el modelo de bielas y tirantes del alma es igual que el correspondiente a los apoyos directos [Reineck (1996)]. Sin embargo, en el nodo B la reacción de la viga principal debe ser transferida a la viga de apoyo mediante suspensores (Figura 5-9). La sección de suspensores requerida se puede calcular de la siguiente manera:

$$A_s = V_n / f_y = 427.000 / 500 = 854 \text{ mm}^2 \quad (1,32 \text{ in.}^2)$$

$$\text{Usar 4 estribos } \varnothing 12; A_s = 905 \text{ mm}^2 \quad (1,40 \text{ in.}^2)$$

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos

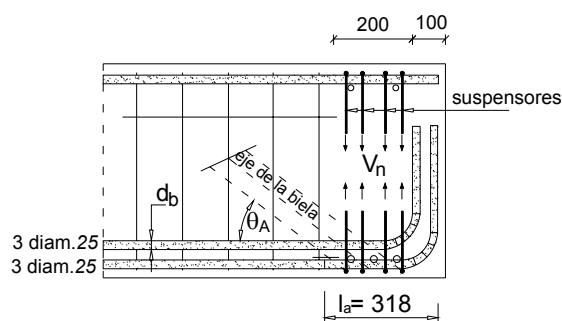


Figura 5-9: Modelo y longitud de desarrollo en el apoyo indirecto (Nodo B)
(1 mm = 0,03937 in.)

3.4.4 Verificación de la longitud de desarrollo en el apoyo indirecto B

Para poder colocar los suspensores debajo de los ganchos normales en el apoyo indirecto, la viga principal se debería extender 100 mm más allá del borde de la viga de transferencia (Figura 5-9). Si esto no ocurre el anclaje de la armadura principal no es suficiente.

De acuerdo con la Sección A.4.3.2, la longitud de desarrollo se puede calcular a partir del punto donde el baricentro de un tirante abandona la zona nodal extendida. Como se puede ver en la Figura 5-9, la longitud de desarrollo (l_a) así calculada es igual a 318 mm. Este valor es mayor que l_{dh} de cálculos anteriores, por lo tanto la longitud de desarrollo en el apoyo indirecto es adecuada.

Nota: Es evidente que los requisitos sobre longitud de anclaje de ACI 318 no distinguen entre apoyos directos y apoyos indirectos. Sin embargo, el estado de tensiones en un apoyo indirecto es obviamente más desfavorable porque las tensiones de tracción transversal reducen la resistencia de la adherencia acero-hormigón. Por este motivo la longitud de anclaje requerida debería ser mayor en el caso de un apoyo indirecto.

3.5 Paso 5: Viga que transfiere la carga a la viga principal

3.5.1 Modelo de bielas y tirantes

La totalidad de la viga de gran altura constituye una región D. A fin de satisfacer el equilibrio en el punto C de la Figura 5-10, para las fuerzas hacia arriba de los tirantes hacen falta suspensores. Estos estribos deben estar ubicados dentro de la intersección del alma de la viga principal y la viga que transfiere la carga.

Se puede suponer el modelo de bielas y tirantes ilustrado en la Figura 5-10.

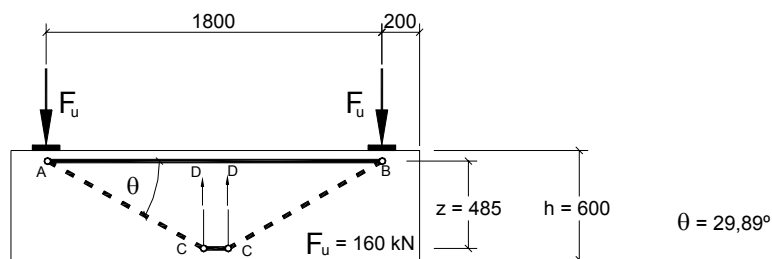


Figura 5-10: Modelo de bielas y tirantes de la viga que transfiere la carga
(1 mm = 0,03937 in.; 1 kN = 0,2248 kips)

El ángulo de la biela es mayor que 25°, por lo tanto es aceptable. Sin embargo, según A.3.3 del Apéndice A de ACI 318-2002 se requiere una cierta cantidad mínima de armadura transversal como se calcula a continuación. Por este motivo se puede decir que este modelo no es totalmente transparente como tal (ver también Schlaich et al. (1987)) ya que no demuestra la necesidad de disponer armadura transversal. Por lo tanto se puede considerar el modelo de bielas y tirantes para cargas puntuales próximas a un apoyo usado en las Recomendaciones FIP (1999) "Diseño Práctico del Hormigón Estructural"; esto también fue propuesto por MacGregor en la Parte 2 de esta Publicación Especial.

3.5.2 Diseño de los suspensores

Las fuerzas ascendentes en C-D deben ser resistidas por suspensores, los cuales ya fueron calculados en la Sección 3.4.3.

3.5.3 Diseño de los tirantes

Calcular la fuerza en el tirante horizontal (T_u) en los nodos A y B de la siguiente manera:

$$T_u = F_u / \tan \theta = 160 / \tan 29,9^\circ = 278,2 \text{ kN} \quad (62,5 \text{ kips})$$

$$T_n \geq T_u / \phi = 278,2 / 0,75 = 371 \text{ kN} \quad (83,4 \text{ kips})$$

$$A_s = T_n / f_y = 371.000 / 500 = 742 \text{ mm}^2 \quad (1,15 \text{ in.}^2)$$

$$\text{Usar } 3 \phi 19; A_s = 850 \text{ mm}^2 \quad (1,31 \text{ in.}^2)$$

3.5.4 Resistencia de la zona nodal

La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal es:

$$F_{nn} = f_{cu} A_n$$

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos

donde

$$f_{cu} = 0,85 \beta_n f'_c$$

$$\beta_n = 0,8$$

$$f_{cu} = 0,85 * 0,8 * 31,6 = 21,5 \text{ MPa} \quad (3,12 \text{ ksi})$$

$$A_n = \text{área de la zona nodal tomada perpendicularmente a la fuerza resultante, mm}^2$$

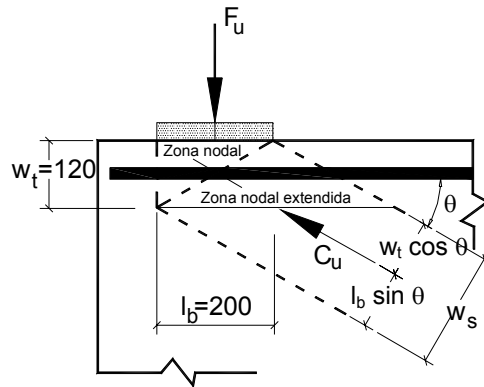


Figura 5-11: Zona nodal en el punto de carga (1 mm = 0,03937 in.)

Verificamos la zona nodal bajo la fuerza de apoyo (F_u) como se ilustra en la Figura 5-11)

$$A_n = b l_b = 200 * 200 = 40.000 \text{ mm}^2 \quad (62,0 \text{ in.}^2)$$

de manera que

$$F_{nn} = f_{cu} A_n = 21,5 * 40.000 = 860.000 \text{ N} = 860 \text{ kN} \quad (193 \text{ kips})$$

$$\phi F_{nn} = 0,75 * 860 \text{ kN} = 645 \text{ kN} \quad (145 \text{ kips}) > F_u = 160 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifica}$$

Verificamos la zona nodal bajo la acción de la biela (C_u):

$$C_u = F_u / \sin \theta = 160 / \sin 29,9^\circ = 321 \text{ kN} \quad (72,2 \text{ kips})$$

$$A_n = b w_s = b (w_t \cos \theta + l_b \sin \theta) \\ = 200 (120 \cos 29,9^\circ + 200 \sin 29,9^\circ) = 40.745 \text{ mm}^2 \quad (63,15 \text{ in.}^2)$$

de manera que

$$F_{nn} = f_{cu} A_n = 21,5 * 40.745 = 876.000 \text{ N} = 876 \text{ kN} \quad (197 \text{ kips})$$

$$\phi F_{nn} = 0,75 * 876 \text{ kN} = 657 \text{ kN} \quad (148 \text{ kips}) > C_u = 321 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifica}$$

Para anclar las armaduras se disponen ganchos, sin verificaciones adicionales.

3.5.5 Resistencia de las bielas inclinadas

La resistencia nominal a la compresión de una biela se toma como

$$F_{ns} = f_{cu} A_c$$

donde

A_c = sección transversal en un extremo de la biela

$$A_c = b w_s = b (w_t \cos \theta + l_b \sin \theta)$$

$$f_{cu} = 0,85 \beta_s f'_c$$

$\beta_s = 0,75$ (biela en forma de botella con armadura que satisface la Sección A.3.3 de ACI 318-02)

por lo tanto

$$f_{cu} = 0,85 * 0,75 * 31,6 = 20,1 \text{ MPa} \quad (2,92 \text{ ksi})$$

$$A_c = 200 (120 \cos 29,9 + 200 \sin 29,9) = 40.700 \text{ mm}^2 \quad (63,09 \text{ in.}^2)$$

$$F_{ns} = 20,1 * 40.700 = 819.000 \text{ N} = 819 \text{ kN} \quad (184 \text{ kips})$$

$$\phi F_{ns} = 0,75 * 819 = 614 \text{ kN} \quad (138 \text{ kips}) > C_u \rightarrow \text{Verifica}$$

Diseñamos la armadura que atraviesa la biela diagonal de manera de satisfacer la Sección A.3.3 del Apéndice A, ACI 318 (Figura 5-12):

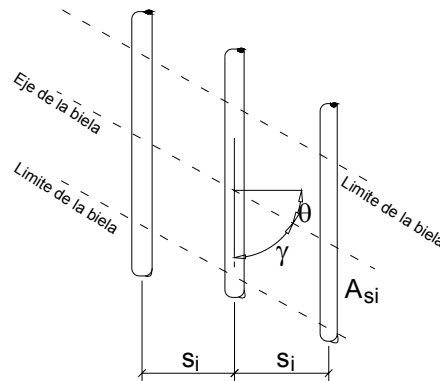


Figura 5-12: Armadura que atraviesa la biela diagonal

La armadura se colocará en una sola dirección (sólo vertical) formando un ángulo γ respecto del eje de la biela diagonal de manera que γ no sea menor que 40° .

$$\gamma = 90 - \theta = 90 - 29,9 = 60,1^\circ$$

Para $f'_c \leq 41,4 \text{ MPa}$ (6000 psi) la cantidad de armadura se calcula de la siguiente manera:

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos

$$\left(\frac{A_{si}}{s_i} \right)_{\text{prov}} \geq 0,003 \frac{b}{\sin \gamma}$$

de manera que

$$\left(\frac{A_{si}}{s_i} \right)_{\text{min}} \geq 0,003 * \frac{200}{\sin 60,1} = 0,692 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 692 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (0,0272 \frac{\text{in.}^2}{\text{in.}})$$

Probamos con estribos $\phi 10$ separados 200 mm (8 in.)

$$\left(\frac{A_{si}}{s_i} \right)_{\text{prov}} = 785 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (0,031 \frac{\text{in.}^2}{\text{in.}})$$

3.6 Paso 6: Viga que soporta la viga principal

El diseño es similar al de la viga anterior. Observar que el modelo (Figura 5-13) está invertido respecto de la viga que transfiere la carga.

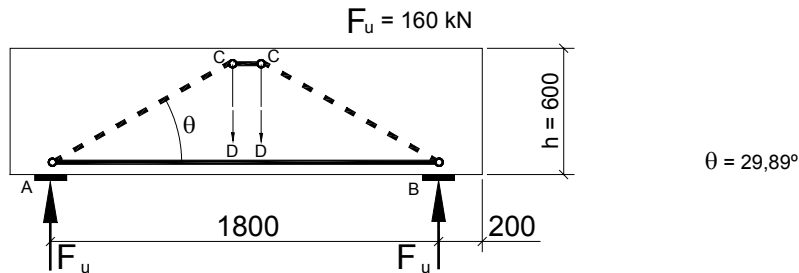


Figura 5-13: Modelo de bielas y tirantes para la viga que soporta la viga principal
(1 mm = 0,03937 in.; 1 kN = 0,2248 kips)

4 Disposición de las armaduras

La disposición de las armaduras se ilustra en las Figuras 5-14 a 5-16.

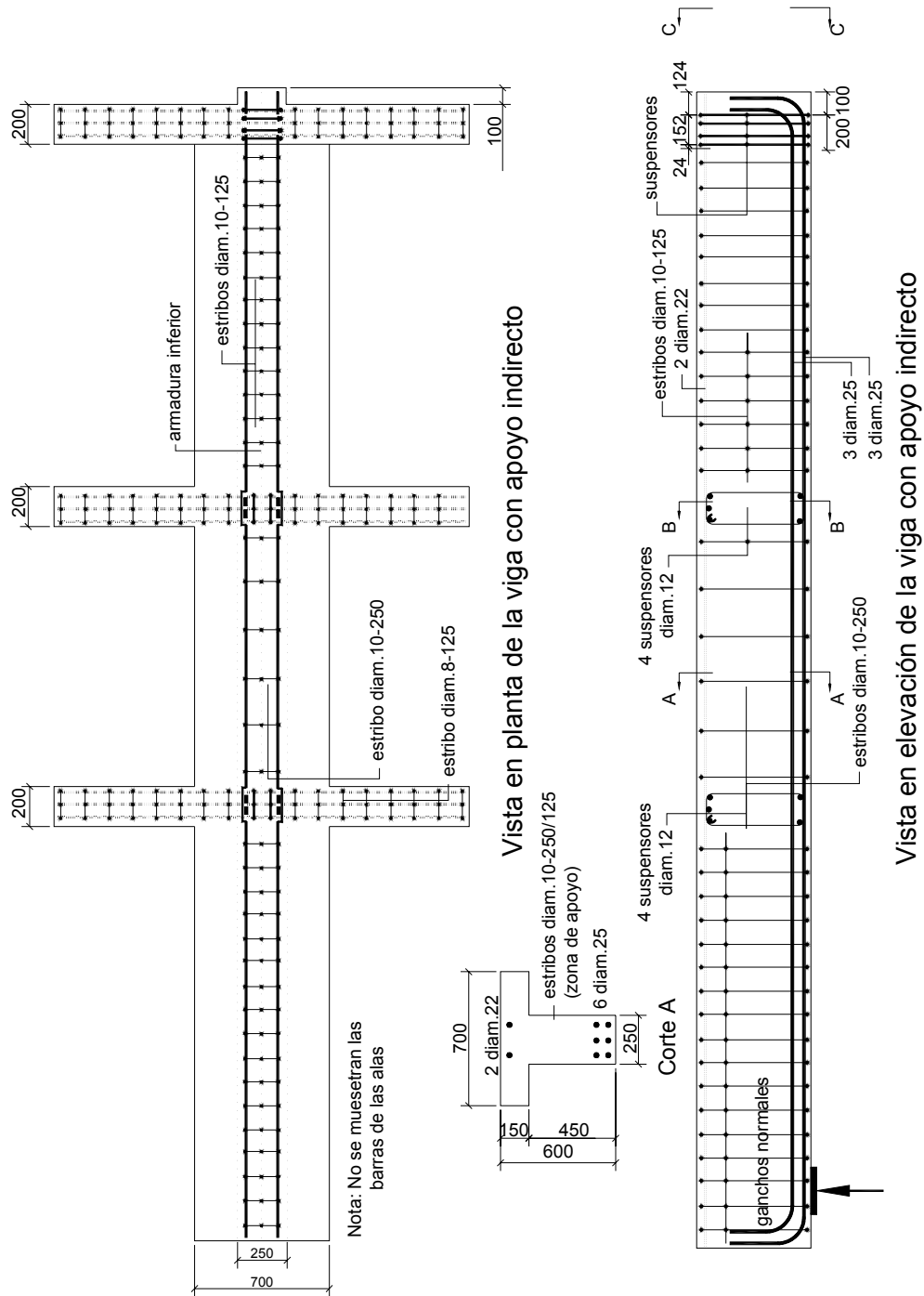


Figura 5-14: Vista y corte de una de las vigas con apoyo indirecto
(1 mm = 0,03937 in.)

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos

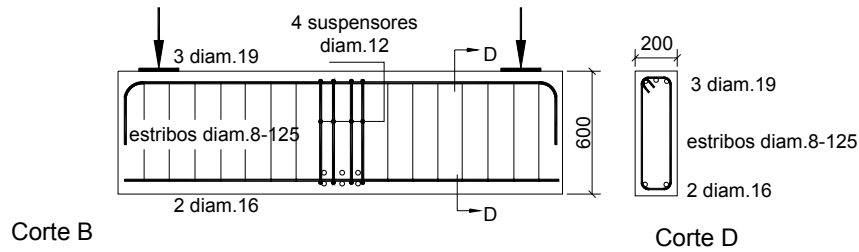


Figura 5-15: Vista en elevación y corte de la viga que transfiere la carga (Nodo A) (1 mm = 0,03937 in.)

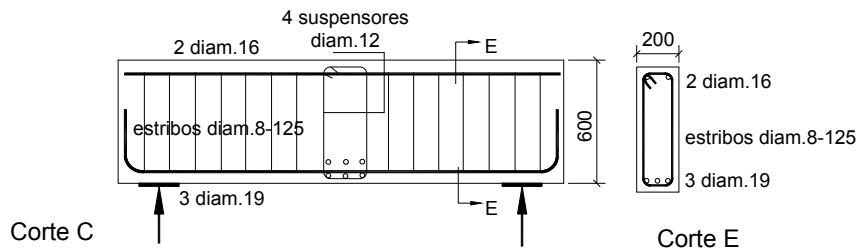


Figura 5-16: Vista y corte de la viga que soporta la viga principal (Nodo B) (1 mm = 0,03937 in.)

5 Resumen

En la actualidad los apoyos indirectos se tratan mediante reglas para el diseño al corte, a pesar de que representan regiones D críticas. Usando modelos de bielas y tirantes se hace evidente la necesidad de colocar suspensores para la totalidad de la fuerza en el apoyo. El diseño al corte del alma adyacente es igual que para un apoyo directo.

Otro tema crítico es el anclaje de la armadura longitudinal en los apoyos indirectos, ya que en los nodos TTC las tensiones de tracción transversal reducen la capacidad de adherencia acero-hormigón. Por lo tanto se requieren longitudes de anclajes mayores que en los apoyos directos, nodos TCC, donde la compresión transversal favorece las tensiones de adherencia y en consecuencia la longitud de anclaje requerida.

Notación

f'_c	=	resistencia a la compresión especificada del hormigón
f_y	=	resistencia a la fluencia especificada de la armadura no pretensada
d	=	distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de las barras traccionadas (profundidad efectiva)
d_b	=	diámetro nominal de una barra
F_u	=	fuerza factoreada que actúa en una biela, tirante, área de apoyo o zona nodal de un modelo de bielas y tirantes, kN
C_u	=	compresión factoreada en una biela de un modelo de bielas y tirantes, kN
T_u	=	tracción factoreada en un tirante de un modelo de bielas y tirantes, kN
A_n	=	superficie de la cara de la zona nodal sobre la cual actúa F_u , considerada perpendicularmente a la recta de acción de F_u , o la fuerza resultante en la sección, mm ²
A_c	=	sección transversal efectiva en uno de los extremos de una biela de un modelo de bielas y tirantes, considerada perpendicularmente al eje de la biela, mm ²
s_i	=	separación de la armadura en la capa i adyacente a la superficie del miembro, mm
w_s	=	ancho efectivo de una biela, mm
w_t	=	ancho efectivo de un tirante, mm
β_1	=	factor definido en la Sección 10.2.7.3 de ACI 318-02
β_s	=	factor que toma en cuenta los efectos de la fisuración y la armadura de confinamiento sobre la resistencia efectiva a la compresión de una zona nodal
γ	=	ángulo formado por el eje de una biela y las barras que atraviesan dicha biela
θ	=	ángulo formado por el eje de una biela o campo de compresión y el cordón traccionado del miembro
ϕ	=	factor de reducción de la resistencia
l_b	=	ancho de apoyo, mm
z	=	brazo de palanca interno

Referencias

American Concrete Institute (2002): Apéndice A de ACI 318-02 (*Building Code Requirements for Structural Concrete*) y ACI 318R-02 (*Commentary*).

Recomendaciones FIP (1999): *Practical Design of Structural Concrete*.

Comisión FIP 3: "Practical Design", Sept. 1996.

Publ.: SETO, Londres, Sept. 1999. (Distribuido por: *fib*, Lausanne)

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos

Reineck, K.H. (1996): *Rational Models for Detailing and Design*, p. 101-134, en: Large Concrete Buildings: Rangan, B.V. y Warner, R.F. (Editores), Longman Group Ltd., Burnt Mill, Harlow, Inglaterra, 1996

Schlaich, J.; Schäfer, K.; Jennewein, M. (1987): *Toward a Consistent Design for Structural Concrete*, PCI - Journal Vol. 32 (1987), No. 3, 75-150, 1987

Ejemplo 5: Viga con cargas y apoyos indirectos