

⑧ Ejemplo de anclajes mecánicos preinstalados solicitados simultáneamente por Tracción y Corte

Verificar el sistema de anclajes de un perfil W14x68 en un pedestal de concreto, como se muestra en la figura.

Datos

Solicitaciones

En la columna W14x68 los solicitaciones obtenidos en el análisis estructural de una edificación asimada a la Categoría de Diseño Sísmico, (SDC), A, en el Estado Límite de Servicio son:

- CP_V = 27215 kgf
 - CV_V = 34020 kgf
 - W_V = ± 77110 kgf
 - CP_H = ± 3630 kgf
 - CV_H = ± 4080 kgf
 - W_H = ± 5440 kgf
- Reacciones sísmicas son despreciables.

Anclajes

Anclajes ASTM F1554 Grado 55

F_ya = 3870 kgf se aplica torque en el apriete

F_ua = 5270 kgf

$F_u a \leq 1.9 F_y a$

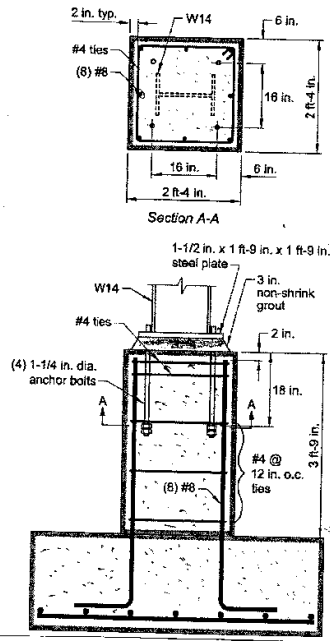
Diámetro 1 1/4 ply (3.175 cm) A_{se} = 0.969 ply² (6.25 cm²)

Area resistente de la tuerca, A_b = 2.237 cm² (14.43 cm²)

Longitud de anclaje, l_{ag} = 18 ply (15.72 cm)

separación entre anclajes, en ambas direcciones, S = 16 ply (16.254 cm)

Distancia a los bordes: C_{a1} = C_{a2} = 6 ply (15.2 cm)



2/19

PedestalDimensiones $b \times b \times h = 28 \times 28 \times 45$ plg
(70 x 70 x 115 cm)

Recubrimiento del acero transversal, 2 plg (5 cm)

Concreto de agregados de peso normal,
 $\lambda_a = 1$

$$F_c = 3.10 \text{ kgf/cm}^2$$

Acero de refuerzo, ASTM Grado 60
 $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

(no se especifica a ASTM A615 o ASTM A706)

Diámetros disponibles para el diseño:

Estribas N° 4 (1.27 cm diá); $A_s = 1.29 \text{ cm}^2$

Acero longitudinal

N° 6 (1.91 cm diá); $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$ N° 8 (2.54 cm diá); $A_s = 5.10 \text{ cm}^2$ Solución1. Criterios de proyectoSolicitaciones

según la Tabla y Sección 5.3.1

solicitaciones horizontales:

$$V_{u,h} = 1.2 CP + 1.6 CV_2 + 0.5 W = 13610 \text{ kgf}$$

solicitaciones verticales:

$$N_{u,v} = 0.9 CP - W = -52617.50 \text{ kgf}$$

(tracción)

Las acciones sísmicas no son permanentes, además que la estructura ha sido asignada a la Categoría SDC A.

Acción de grupo (Tabla subsección 17.2.1.1)

$$3h_{ef} = 3 \times 4572 = 13716 \text{ cm} \geq S = 1512 \text{ cm}$$

anclajes actual como grupo en tracción

También: $S = 1512 \text{ cm} < S_{\text{mín req}} = 6d_a = 19.05 \text{ cm}$
 Verifica Sección 17.7.1

Requiere la Sección 17.7.2, el espaciamiento mínimo entre anclajes, las distancias a los bordes, y el espesor del pedestal suficiente que no es necesario verificar la falla por hinchamiento del concreto (17.4)

requiere la Sección 17.7.4, aunque se detalla acero de refuerzo y se cumple con las distancias mínimos a los bordes, es necesario verificar la falla por descascaramiento del concreto en los caras del pedestal, requiere la sección 17.4.4.

Por corte, ver pag 11/19

Por la Subsección 17.3.1.1 el grupo de anclajes debe satisfacer los siguientes requerimientos:

$$N_{ua,ig} \leq \begin{cases} \phi N_{sa} & \text{Resistencia de los anclajes a tracción} \\ \phi N_{cbg} & \text{Rotura del Concreto} \\ \phi N_{pm} & \text{dispersamiento de anclajes} \\ \phi N_{sb} & \text{Descascaramiento lateral del concreto} \end{cases}$$

$$V_{ua,ig} \leq \begin{cases} \phi V_{as} & \text{Resistencia al corte de los anclajes} \\ \phi V_{cbg} & \text{rotura del concreto} \\ \phi V_{cpb} & \text{rotura del concreto por cabecazo de los anclajes.} \end{cases}$$

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_t} + \frac{V_{ua}}{\phi V_t} \leq 1.2 \quad (17.6.3)$$

Ductilidad de los anclajes

Los anclajes ASTM F1554 Grado 55 tienen las siguientes propiedades

$$\begin{aligned} \text{Alargamiento en 2 plg} &= 21\% > 14\% \text{ min} \\ \text{Reducción de área} &= 30\% \geq 30\% \text{ min.} \end{aligned}$$

$F_u < 1.9 F_y$
Luego se consideran dúctiles

TRACCIÓN

2. Capacidad a tracción de los anclajes

$$\phi N_{sa} = \phi A_s e_n F_u > N_{uag} \quad (17.4.1.2)$$

$$\text{con } \phi = 0.75 \text{ según } 17.3.3a(\phi)$$

$$\phi N_{sa} = 24 \times 20.76 \approx 2472.48 \text{ lb por anclaje}$$

$$\phi N_{sa} > \frac{N_{uag}}{2} = \frac{52617.90}{2} = 13154.375 \text{ lb}$$

2 anclajes

3. Capacidad del concreto a la rotura por tracción

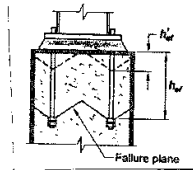
$$\phi N_{cbg} = \phi \frac{A_{nc}}{A_{nc0}} \psi_{eg,N} \psi_{ed,N} \psi_{gn} \psi_{cp,N} N_b \quad (Form. 17.4.2.1b)$$

Como se muestra en la figura la proyección del prisma de rotura termina debajo de la superficie del tope del pedestal. Por lo que la longitud efectiva de empotramiento será el mayor valor entre

$$\frac{S_{e, \text{max}}}{1.5} = \frac{15.2}{1.5} = 10.13 \text{ cm}$$

$$\frac{S_{\text{max}}}{3} = \frac{40.6}{3} = 13.53 \text{ cm}$$

(Ver $S_{\text{max}} = 16 \text{ plg}$ en la figura de la pag 4/19)
por eso $h_{ef} = 13.53 \text{ cm}$



$A_{nc} = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$ Ver pag (2/19)

$A_{nc,0} = 9(h_{ef}')^2 = 9(13.53)^2 = 1647.55 \text{ cm}^2$

requiere 17.4.2.1

$n A_{nc0} \geq A_{nc}$

con $n=4$ anclajes

$n \times 4900 = 19600 \text{ cm}^2 > 4900 \text{ cm}^2$

No aplica el factor de excentricidad (17.4.2.4)

$\psi_{eg,N} = 1.0$

Por distancia al borde (17.4.2.5)

$C_{a1} = C_{a,min} < 1.5 h_{ef}'$; con $h_{ef} = h_{ef}'$
 $15.2 < 13.54$

$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5 h_{ef}} = 0.926$

Por la condici3n de anclajes preinstalados y concreto fundido en el estado L3mite de Servicio (17.4.2.6)

$\psi_{c,N} = 1.0$

La subsecci3n 17.4.2.7

no aplica $\psi_{cp,N} = 1.0$

Para un anclaje

$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{F_c} h_{ef}'^{1.5}$ (17.4.2.2a)

con $k_c = 10$ $N_b = 8782 \text{ kgf}$

$\phi N_{cb,g} = 18086 \text{ kgf} < N_{ua,g} = 52617.50 \text{ kgf}$

No verifica

se requiere acero de refuerzo en el pedestal requiere 17.4.2.9

$A_s \geq \frac{N_{ua,g}}{\phi F_y}$

Con $\phi = 0.75$ y $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s \geq \frac{52617.50}{0.75 \times 4200} = 16.70 \text{ cm}^2$$

Probemos con No 8

$$16.70 / 5.10 = 3.27 \approx 4 \text{ barras}$$

pero por razones de distorsión máxima entre cabillos en una columna, y por confinamiento (Ver Cuaderno del Ingeniero No. 27 Boletín 83 de agosto 2016; ACI 318-14 Cap. 10 Columnas, Cap. 18, Figs R 18.6.4 y R 18.7.52; Cap 25, Fig R 25.7.2.3a) se colocan 8 No. 8.

Detallado del acero (Cap 25, artículo 25.4)

Longitud de transferencia, según 12.5.4.3.1

$$l_{dh} = \left(\frac{0.075 \phi F_y}{\sqrt{f_c}} \right) d_b = 45.44 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = 0.7 \times 45.44 = 31.81 \text{ cm} \quad \text{con } \phi = 0.7 \text{ (Tabla 25.4.3.2)}$$

Por A_s, req suponiendo que solo 4 de las
 A_s , colocadas barras tienen gancho

$$l_{dh} = \frac{16.7}{4(5.10)} \times 31.81 = 26.0 \text{ cm}$$

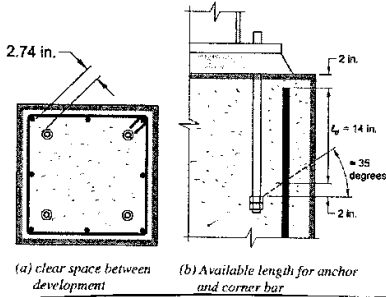
según 25.4.3.1, $l_{dh, min} \geq \max(8d_b; 15 \text{ cm})$

$$l_{dh} = 26.0 \text{ cm}$$

según la Figura R12.4.2.9 los barras deben quedar dentro de $h_{ef}/2$ para ser considerados efectivos para resistir los enlaces a tracción. Este h_{ef} es el relacionado con el plano de falla, y no el h_{ef} reducido empleado para efectos de cálculo:

$$\text{Con } h_{ef} = 45.72 \text{ (dato y figura pag 1/19)}$$

$$h_{ef}/2 = 45.72/2 = 22.86 \text{ cm} > 7.0 \text{ (2.74 plg. en la siguiente figura) } \quad 7/19$$

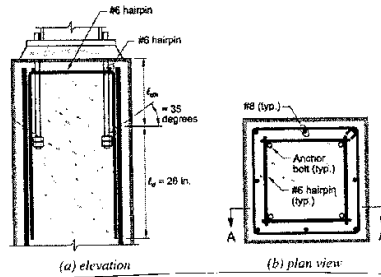
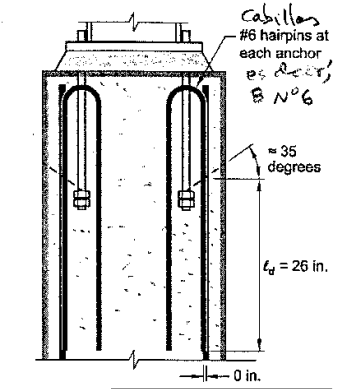
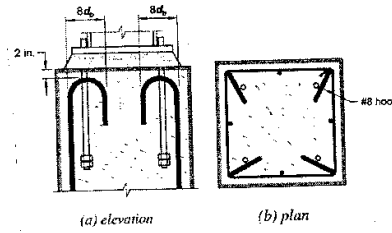


$$= l_d h, \text{ obtenida como } h_{ef} - 2m - 2in$$

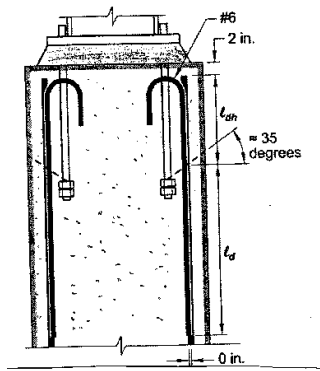
$$(45.72 - 2 \times 5) = 35.72 \text{ cm}$$

Este detalle puede ser difícil de ejecutar después que se vacía el concreto porque los ganchos pueden interferir con los anclajes u otros barras.

Por este motivo se pueda optar por uno de los siguientes esquemas de detalle de:



Cada barra en U abarca dos anclajes



Empalme de barras N°6 y N°8

Alrededor del perímetro de los barras empalmadas se dispondrán no menos de dos barras No. 4 como estribos.

4. Capacidad por desprendimiento del concreto (pullout)

$$\phi N_{pm} = \phi \psi_{c,p} N_p \quad (17.4.3.1)$$

con $\phi = 0.75$ por la Condición A de 17.3.3c(ii)

$\psi_{c,p} = 1.0$ según 17.4.3.6 por sección formada y reforzada

$$N_p = 8 A_{brg} F_c = 36447 \text{ yf} \quad (\text{por anclaje})$$

$$\phi N_{pm} = 28397 \text{ yf} > N_{uag} = \frac{52617.50}{4} = 13154.4 \text{ yf}$$

5. Capacidad por desprendimiento lateral del concreto (side-face blowout).

según 17.4.4 se considera cuando

$$h_{ef} > 2.5 c_{a1} ; 45.72 > 2.5(15.2) = 38 \text{ cm}$$

por tanto

$$S < 6 c_{a1} ; 40.6 < 6(15.2) = 91.2 \text{ cm}$$

con $\phi = 0.75$ por la Condición A (17.3.3c(ii))

$$N_{sb} = 42.5 c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{F_c} \quad (17.7.4.1)$$

$$\phi N_{sb} = 46930 \text{ yf} < N_{uag} = 52617.50 \text{ yf}$$

No verifica

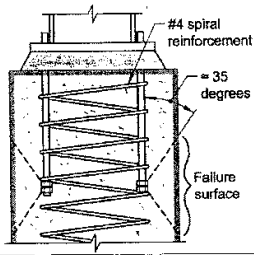
se pueden considerar tres opciones.

- Incrementar el área del pedestal para que $k_{ef} > 2.5 C_{a1}$
- Proporcionar acero de refuerzo
- Incrementar la profundidad de empotramiento de los anclajes, lo que puede requerir incrementar la altura del pedestal.

La opción a no requiere de la verificación por desprendimiento lateral del concreto (17.4.4), y es la que recomienda ACI 318.

Cuando no se puede incrementar la sección transversal del pedestal por alguna limitación en el proyecto o por factibilidad, debe considerarse el uso de acero transversal para resistir el desprendimiento lateral del concreto.

Cannon, Godfrey y Marsadith en "Guide to the design of anchor bolts and other steel embedments", Concrete International, July 1981 recomienda confiar el concreto como se muestra a continuación, considerando que la fuerza que provoca el desprendimiento lateral es del orden del 25% de la capacidad a tracción de los anclajes.

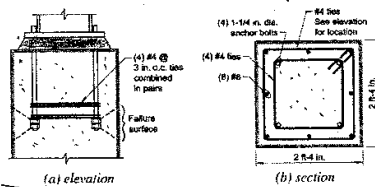


Eligehausen, Malleé y Silva reportan en la publicación "Anchorage in Concrete Construction", Ernst & Sohn Verlag, Darmstadt, 2006, que el

10/19

diámetro del cono de desprendimiento lateral del concreto es alrededor de 6 veces la distancia al borde, y que los limitados estudios indican que el confinamiento con acero de refuerzo incrementa la magnitud de la carga de falla local para el desprendimiento lateral del concreto.

DeVries, Jitsa y Bashandy, en "Effects of transverse reinforcement and bond length on the side-blowout Capacity of headed reinforcement", ACI SP-180, 1998 reportó que el detalle mostrado mide poco en la capacidad de agotamiento pero mejoró sustancialmente el desempeño post-falla.



optando por la solución de incrementar las dimensiones del pedestal de 28x28 plg (70x70 cm) a 32x32 plg (80x80 cm) que solo afectará la ruptura del concreto por lo que volvamos al caso 3 (pg 4/19):

con:

$$S = 40.6 \text{ cm}$$

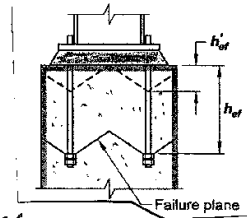
$$A_{Nc} = 6400 \text{ cm}^2$$

$$A_{Nco} = 1652.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{Nc} \leq n A_{Nco} \text{ verifica}$$

$$\gamma_{es,N} = \gamma_{ed,N} = \gamma_{c,N} = \gamma_{cp,N} = 1.0$$

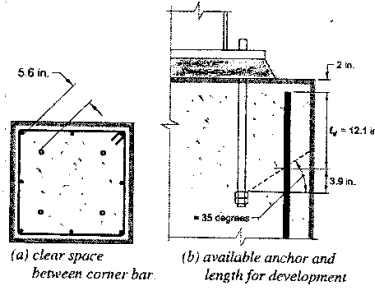
$$\phi N_{cbg} = 25510.22 \text{ kf} < N_{uag} = 52612.50 \text{ kf} \text{ No verifica}$$



La opción de aumentar las dimensiones del pedestal no hace eliminar la falla de rotura del concreto por tracción. se requiere de acero de refuerzo en los anclajes.

11/19

El cálculo y detallado del acero de refuerzo es el mismo que se hizo en la pag 6/19, excepto la longitud de transferencia porque está relacionada con la distancia al borde, como se muestra en la siguiente figura.



Al igual que en otros ejemplos, conviene hacer el sumario de las modalidades de falla.

Modalidad de falla por tracción

Relación $N_{ua} / \phi N_t$

Anclaje, ϕN_{sa} por anclaje = 24721 kgf $\frac{13154.375}{24721} = 0.53$

Rotura del concreto con acero de refuerzo suplementario del grupo de anclajes, $\phi N_{cbg} = 52617.50 \text{ kgf}$ Controla
 Acero de refuerzo en los anclajes

Desplazamiento del concreto calculado por anclaje, $\phi N_{pm} = 27397 \text{ kgf}$ $\frac{13154.37}{27397} = 0.48$

CORTE

Como caso previo, se verifica el comportamiento de los anclajes a corte como grupo (17 12-1-1), tal como se indicó en la pag 3/19

$$3C_{a1} = 3(152) = 45.6 \text{ cm} \geq S = 16 \text{ plg (40.6 cm)}$$

Como se explica más adelante en el cálculo de la resistencia del concreto por corte, según los casos 1 y 2 de la Figura R17.5.2.1 del Comentario.

12/19

6. Capacidad a corte del onclaje

Como el mortero de retracción compensada (grout) está entre la plancha base y el tope de concreto del pedestal, se incorpora un factor de reducción de 0.8, según la Subsección 17.5.1.3.

$$\phi V_{sa} = \phi (0.8) 0.6 A_{se,v} F_{uta} > V_{uag}$$

$\phi = 0.65$ por ductilidad; según la Subsección 17.3.3a(ii) (Form. 17.5.1.2b)

$$\phi V_{sa} = 10276.50 \text{ yf/m onclaje} > V_{uag} = \frac{13610 \text{ yf}}{2 \text{ onclajes}} = 6805 \text{ yf}$$

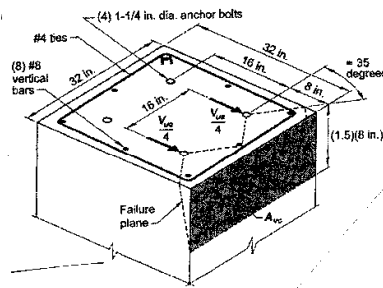
7. Rotura del concreto por corte

se consideraron dos casos:

- Caso 1.- Todos los onclajes resisten V_{ua}
- Caso 2.- Los onclajes más alejados resisten V_{ua}

7.1 Caso 1.-

Todos los onclajes resisten V_{ua} , pero la rotura se produce en los onclajes frontales.



-Shear breakout Case 1.

$$\phi V_{cbg} = \phi \left(\frac{A_{vc}}{A_{vc0}} \right) \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b \quad (17.5.2-1.6)$$

con $\phi = 0.75$ para la Condición A (17.3.2.3)

Para el grupo de onclajes considerados en el plano de falla, mostrado en la figura.

13/19

$$A_{vc} = (n C_{a2} + 5) (1.5 C_{a1}) = \frac{(2 \times 20.32 + 40.6)}{(1.5 \times 20.32)} = 2475.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{vc0} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 (20.32)^2 = 2477.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{vc} / A_{vc0} = 1.33$$

$$\psi_{ec,v} = 1.0 \quad (17.5.2.5)$$

Como $C_{a2} < 1.5 C_{a1}$

$$\psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5 C_{a1}} = 0.9 \quad (17.5.2.6b)$$

Por fisuración y acero de refuerzo (17.5.2.7)

$$\psi_{c,v} = 1.0$$

según 17.5.2.8, $\psi_{b,v} = 1.0$

V_b es el menor valor entre

$$V_b = \left(1.9 \left(\frac{L_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda_a \sqrt{F_c} C_{a1}^{1.5}$$

$$V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{F_c} (C_{a1})^{1.5} \quad (\text{Form. 17.5.2.2a})$$

(17.5.2.3)

con $L_e = h_{ef} = 45.72 \text{ cm}$ limitado por $8d_a = 22.85 \text{ cm}$
que controla

$$\phi V_{cbg} = 6667.80 \text{ kg} < 0.5 V_{uag} = 13610/2 = 6805 \text{ kg}$$

No verifica

se debe suplir acero de refuerzo para prevenir la falla del concreto.

Detalle del acero de refuerzo del caso 1

El Comentario 15.5.2.9 reconoce que los agujeros en los plintos bases de columna son de tamaño agrandado (oversized) y se puede suponer que los aceros más cercanos del borde en la dirección de la fuerza cortante, son los críticos al resistir la fuerza de corte, tal como se indica en la siguiente figura

14/19

de la transferencia de la fuerza horizontal de los anclajes al acero de refuerzo

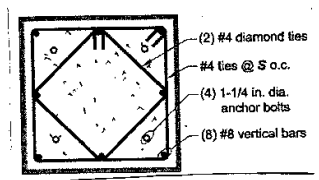
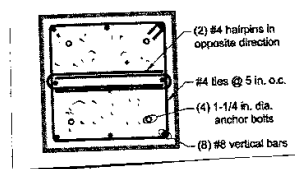
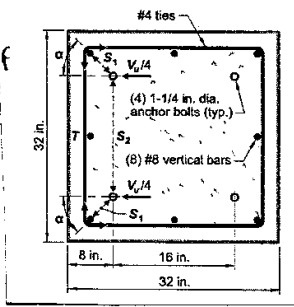
Fuerza por anclaje = $\frac{13610}{4} = 3402.50 \text{ kgf}$

Ángulo $\alpha = 45^\circ$

Trección en el estribo = 3402.50 kgf
 $A_s \text{ estribos} = \frac{3402.50}{0.15 \times 4200} = 1.08 \text{ cm}^2$

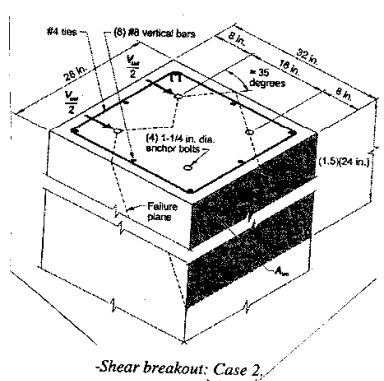
Número de estribos $N^{\circ} 4 = \frac{1.08}{1.29} = 1 \text{ estribo}$

operación para la desprecisión del acero de refuerzo transversal



(la mas recomendable)

7.2 Caso 2, -



-Shear breakout: Case 2.

Los cálculos son similares a los del caso 1, con los deficiencias que se expresan a continuación:
 de la figura:

$A_{vc} = (m C_{a2} + s)(1.5 C_{a1})$
 $A_{vc} = (2 \times 20.3 + 40.6)(1.5 \times 61) = 7429.80 \text{ cm}^2$

15/19

$$A_{VCO} = 1.5 C_{a1}^2 = 1.5 (61)^2 = 16744.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{VC} / A_{VCO} = 0.44$$

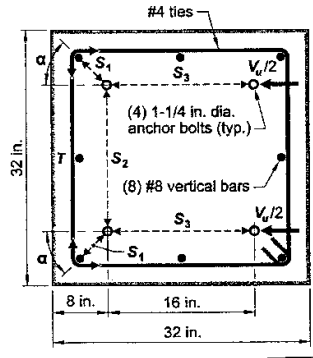
$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5 C_{a1}} = 0.762 \quad (18-5.2.6b)$$

Por acero de refuerzo $\psi_{c,V} = 1.2$

$$\phi V_{cbg} = 9842.95 \approx 9843 \text{ yf} < 13610 \text{ yf}$$

No verifica

El acero de refuerzo requerido se calcula de manera similar al caso 1.
La siguiente figura ayuda al detallado del refuerzo:



8. Rotura del concreto por cabeceo del arco (pigt out).

$$\phi N_{cpq} = \phi K_{cp} N_{cpq} \quad (17.5.3.1a)$$

con $\phi = 0.75$ según 17.3.3(c)

según 17.5.3.1, con

$$h_{ef} = 13.5 \geq 6.35 \text{ cm} \Rightarrow K_{cp} = 2.0$$

↑ ver pág 4/19

$$A_{NC} = (C_{a1} + 1.5 h'_{ef}) b$$

$$A_{NC} = (20.3 + 1.5 \times 13.5) 80 = 3244 \text{ cm}^2$$

$$A_{NCO} = 9 (h'_{ef})^2 = 1647.60 \text{ cm}^2$$

↑ pág 10/19

16/19

$$\psi_{ed,N} = \psi_{c,N} = \psi_{cp,N} \quad \psi_{ec,N} = 1.0$$

$$\phi V_{cp,g} = 26943.36 \text{ kN} > V_{ua,g} = 13610 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

Resumen del diseño por corte

Modalidad de falla por corte

$$V_{ua,g} / \phi V_c$$

Resistencia del anclaje, ϕV_{sa} por anclaje = 10276.50 kN

$$6805 / 10276.5 = 0.66$$

Controla

Rotura del concreto por corte,
 ϕV_{chg} del grupo

Coso 1 = 6805 kN

Requisiere
acero de
refuerzo

Coso 2 = 13610 kN

Rotura del concreto por cabeceo
de anclajes (pullout), $\phi V_{cp,g} = 35179.20$

$$\frac{13610}{26943.36} = 0.51^*$$

* La longitud de anclaje y el acero de refuerzo pueden prevenir esta modalidad de falla.

9. Interacción corte - tracción

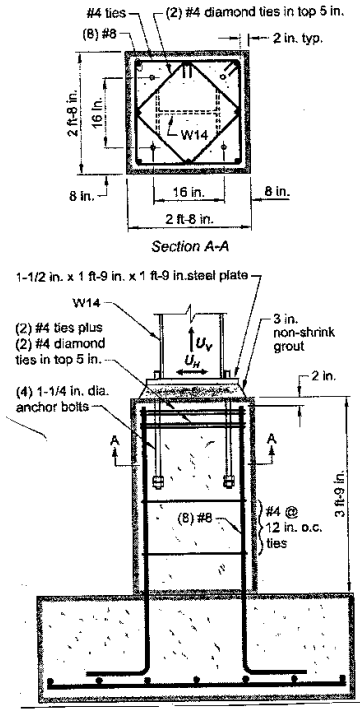
Con los solicitaciones que controlan, determinados en los resúmenes, se verifican las condiciones de las secciones 17.6.1 a 17.6.3

$$\frac{V_{ua,g}}{\phi V_c} = \frac{6805}{10276.5} = 0.66 > 0.20$$

$$\frac{N_{ua,g}}{\phi N_c} = \frac{13154.375}{24721} = 0.53 > 0.20$$

$$\frac{N_{ua,g}}{\phi N_c} + \frac{V_{ua,g}}{\phi V_c} = 0.53 + 0.66 = 1.19 < 1.20$$

Verifica



Notas Complementarias

1. Planchas bases solicitadas solamente por fuerza axial de compresión solamente.

se calcula la resistencia del concreto al aplastamiento (Tabla y Sección 22.8.3.2)

$$\phi B_n = \phi (0.85) F_c A_1 \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right)$$

con $\phi = 0.65$ (Tabla y Sección 21.2.1)

A_1 es el área de la plancha base

A_2 es el área del pedestal de concreto

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2.0$$

Example.

$$A_1 = 1652 \text{ cm}^2$$

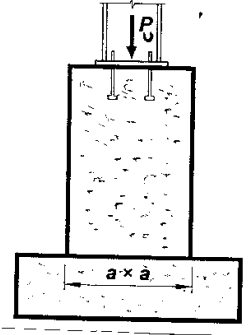
$$A_2 = 3716 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3716}{1652}} = 1.50 < 2.0$$

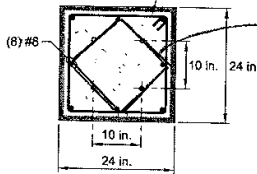
$$F_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi B_m = 0.65(0.85)350 \times 1652$$

$$\phi B_m = 319456 \text{ kgf} > P_u = 1.2C + 1.6CV$$



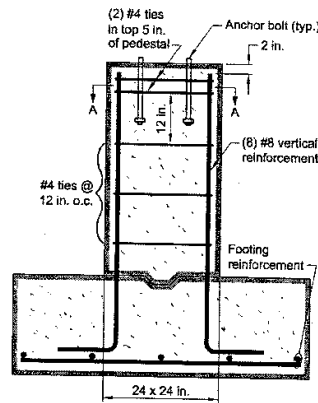
(2) #4 ties in top 5 in. of pedestal, then #4 ties @ 12 in. o.c.



Section A-A

Propuesta
por confinamiento

(Ver pag 6/19)



adecuar a la
propuesta de
barridos por
confinamiento

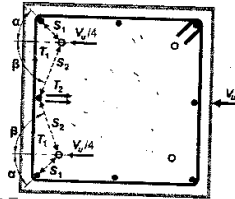
Note:

Ver AISC Design Guide 1 - Base plates and anchor design. Second edition, 2006

3.1 Concrete Compressive axial loads.

2.- Modelo Puntal-Tensas (STRUT and TIE)

En el análisis de la rotura del concreto por corte (pg 121) una opción era emplear el modelo de puntal y tensar (Capítulo 23, ACI 318-14; Apéndice A en las ediciones anteriores del Reglamento ACI) como se muestra en la siguiente figura



Alternate strut-and-tie model.

Véase en la Carpeta Documentos Complementarios de los Anexos del presente Cuaderno, más información sobre este modelo que apareció por primera vez en AASHTO LRFD Bridge Specification de 1994 (y re-escrito en AASHTO LRFD Interim Revision de 2016) y en el Reglamento ACI como Apéndice A al ACI 318-02, y que pasó a ser Capítulo 23 en ACI 318-14.

Se propone al interesado, desarrollar este ejemplo con la metodología propuesta por Widiyanto et al en "Design of arches reinforcement in concrete pedestals" CSA Today Vol 12, actualizada con ACI 318-14 y viceversa. Este documento se encuentra en el Anexo del presente Cuaderno.

El presente ejemplo es una revisión considerando las dimensiones del pedestal y los anclajes, y el ejemplo de Widiyanto et al, con un diseño en el cual se deben ir obteniendo estas dimensiones.

3.- Anclaje de barras en fuerza

Ver en Anexos, Ayudas para el proyecto: Notas curso de anclajes.