

② Ejemplo de un anclaje mecánico individual preinstalado solicitado en corte

Verificar la capacidad del anclaje mecánico mostrado en la figura, que corresponde al anclaje de una estructura liviana de acero y cuya sección principal es el vástago. Asimismo la estructura ha sido anclada a la Categoría SDCA, por lo que se puede obviar el diseño sísmorresistente.

Datos

$V_w = 544.30 \text{ kF}$

Anclaje

Perno no roscado  
A307 Grado 36

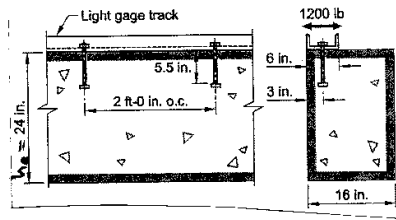
$F_{uta} = 4080 \text{ kg/cm}^2$

$F_{ya} = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Suponer que  $C_{a2} = 2 C_{a1}$   
 $C_{a1} = 3.60 \text{ cm}; h_{ef} = 14 \text{ cm}$

Concreto

Concreto de agregado de peso normal, por lo que  $\lambda_a = 1.0$ ,  
 $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$



Solución

1. Criterios de proyecto

Solicitaciones (sección 5.3.1, Tabla 5.3.1)

$U = V_{ua} = V_w = 544.30 \text{ kF}$

No requiere diseño sísmorresistente  
Por la subsección 5.3.1.1 la capacidad del anclaje por corte debe satisfacer:

$$V_{ua} \leq \begin{cases} \phi V_{sa} & \text{(corte en el anclaje)} \\ \phi V_{cb} & \text{(rotura del concreto)} \\ \phi V_{cp} & \text{(rotura del concreto por cabecero del anclaje)} \end{cases}$$

Ductilidad del anclaje (Artículo 2.3)

Por definición un anclaje ASTM A307  
se considera dúctil

$$F_u \leq 1.9 F_y$$

Distancia a los bordes y reparación

según 17.7.1,  $s_{min} = 4d_a \leq s'$   
 $s = 4(0.5 \times 2.54) = 5.08 \text{ cm} \leq (2 \times 30.48)$   
 $= 60.96 \text{ cm} \checkmark$

según 17.7.2  $c_{min} = 6d_a \geq$  recubrimiento según  
 la Tabla 20.6.1.3.1  
 $6(1.27 \text{ cm}) = 7.62 \geq 7.62 \text{ cm} \checkmark$

2. Capacidad a corto del anclaje

Como se aprecia en la figura, no se utilizó concreto  
no expansivo (grout) para apoyar la estructura de acero,  
por lo que no se aplica el factor 0.8 de la Subsección  
17.5.1.3.

Entonces

$$\phi V_{sa} = (0.6) A_{se} V F_u \quad (\text{fórm. 17.5.1.2b})$$

con  $\phi = 0.65$  según 17.3.3 a (ii)

Nota:  $A_{se} V$  no puede calcularse conservadoramente  
 como  $(0.62) \pi \frac{d^2}{4}$ , como se explica en

los Tablos de Ayuda para el proyecto  
 o exactamente como  $A_e$ ,  $A_e \frac{1}{2} = 0.442 \text{ m}^2$   
 $= 0.916 \text{ cm}^2$

$$V_{sa} = 0.6(0.916)4080 = 2242.37 \text{ kg}$$

$$\phi V_{sa} = 0.65 * 2242.37 = 1457.54 \text{ kg} > V_{ua} = 544.30 \text{ kg}$$

Verifican

### 3. Rotura del concreto

Con el modelo idealizado para un anclaje individual, adaptado de la Figura R17.5.2.1a, que se muestra se aplica la fórmula (17.5.2.1a)

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vc0}} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b$$

Los factores  $\psi$  se obtienen de los Secciones 17.5.2.6 a 17.5.2.8

$V_b$  es el mayor valor entre

$$V_b = \left( 7 \left( \frac{L_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda_a \sqrt{F_c} (C_{a1})^{1.5}$$

(Fórm. 17.5.2.2a) y

$$V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{F_c} (C_{a1})^{1.5}$$

(Fórm. 17.5.2.2b)

ambos con  $F_c$  en  $\text{kgf/cm}^2$ .

En este ejemplo:  $\frac{A_{vc}}{A_{vc0}} = 1.0$

Como  $C_{a2} \geq 1.5 C_{a1}$ ,  $\psi_{ed,v} = 1.0$ .

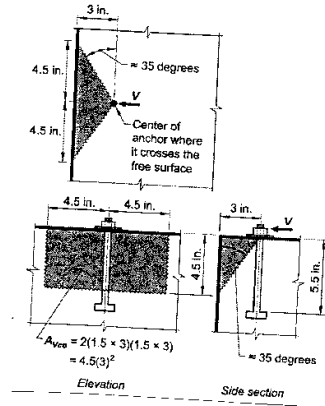
Por sección perimetral sin acero de refuerzo suplementario,  
 $\psi_{c,v} = 1.0$

Por  $h_a = 24 \text{ in} > 1.5 C_{a1} = 4.5 \text{ in}$ ,  $\psi_{h,v} = 1.0$

Con  $L_e = h_{ef}$  y  $L_e \leq 8 d_a$ ,  $V_b = 968.87 \text{ kgf}$

$$V_{cb} = V_b = 968.87 \text{ kgf}$$

Por 17.3.3c(1), Condición B,  $\phi = 0.7$ ;  $\phi V_{cb} = 682.52 > V_u$   
Verifica.



### 3. Rotura del concreto por cabeceo del anclaje

$$\phi V_{cp} = \phi K_{cp} N_{cp} > V_{ua} \quad (17.5.3.1a)$$

$$\text{con } K_{cp} \approx 2 h_{ef}$$

$$N_{cp} = N_{cb}$$

$$N_{cb} = \frac{A_{NC}}{A_{NC0}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

que es la fórmula (17.4.2.1a)

$A_{NC}$  es la proyección del área

de falla del concreto, aproximada  
dentado un rectángulo de  $1.5 h_{ef}$

$$A_{NC0} = 9 h_{ef}^2 \quad (\text{fórm. } 17.4.2.1c)$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5 h_{ef}} \quad \text{cuando } C_{a,min} < 1.5 h_{ef} \quad \text{según la subsección 17.4.2.5b, si es mayor la fórm. (17.4.2.5b)}$$

$\psi_{c,N}$  y  $\psi_{cp}$  según las Secciones 17.4.2.6 y 17.4.2.7

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

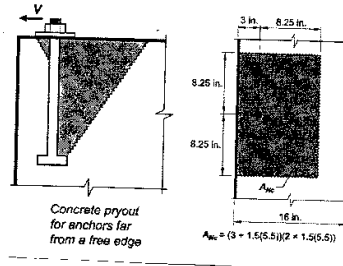
y  $\phi V_{cp}$  se calcula con  $\phi$  según la subsección 17.3.3(c);  $k_c = 10$  para los anclajes preinstalados.

En este ejemplo  $h_{ef} = 5.5 \text{ in} \geq 2.5 \text{ in} \Rightarrow K_{cp} = 2.0$

Como se aprecia en la redondeación del problema

$$A_{NC} = 186 \text{ in}^2 \approx 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{NC0} = 1764 \text{ cm}^2 \quad \text{por lo que } \frac{A_{NC}}{A_{NC0}} = \frac{1200}{1764} = 0.680$$



Como  $C_{aj, min} = 3 \text{ in} < 1.5 h_{ef}$  con  $h_{ef} = 5.5 \text{ in}$

$$\psi_{ed, N} = 0.7 + 0.3 \frac{7.60}{1.5 \times 14} = 0.808$$

Por 17.4.2.6, por no tener acero suplementario,  $\psi_{c, N} = 1.0$

Por 17.4.2.7,  $\psi_{cp, N} = 1.0$

con  $k_c = 10$   $N_b = 7691 \text{ kgf}$ ;  $N_{cb} = 4236.10 \text{ kgf}$

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} = 2.0 \times 4236.10 = 8472.20 \text{ kgf}$$

Por la condición B, según 17.3.3(c)  $\phi = 0.7$

$$\phi V_{cp} = 0.7 \times 8472.20 = 5930.54 \text{ kgf} > V_{ua} \quad \text{Verifica}$$

Conclusión

<u>Modalidad de falla</u>	<u>Relación <math>V_{ua}/\phi V</math> teórica</u>
Anclaje, $\phi V_{sa} = 1457.54$	$544.30/1457.54 = 0.37$
Rotura del concreto, $\phi V_{cb} = 687.58$	0.79
Rotura del concreto por cabeceo del anclaje, $\phi V_{cp} = 5930.54$	0.09

La capacidad resistente del anclaje está determinada por la ruptura del concreto (breakout),  $\phi V_{cb}$ , y es de 687.58 kgf.

Note - Para cálculo de resistencias de pines con cabeza, ver en Anexos: Ayudas para el proyecto, Notas de curso de anclaje.