

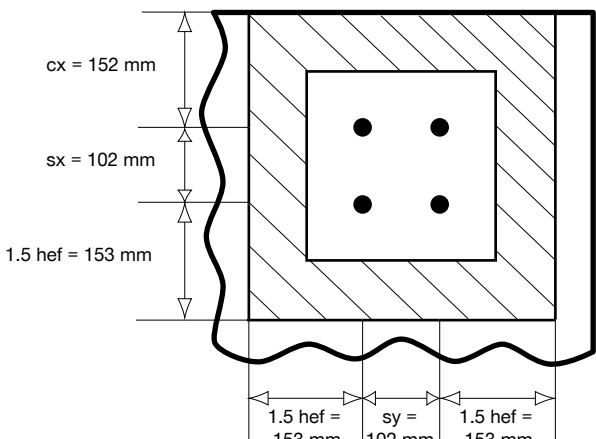
3.1 Principios y diseño del anclaje

3.1.12 Ejemplo 1 - Anclaje mecánico KB-TZ

Ejemplos de diseño SD, anclaje mecánico, KWIK Bolt TZ	
<p>Objetivo: Determinar la resistencia de diseño en tensión y corte. Comparar la resistencia de diseño en tensión y corte contra las cargas reducidas en tensión y corte.</p>	
<p>Parámetros dimensionales: $d_o = 5/8$ pulg. $h_{nom} = 113$ mm $h_{ef} = 102$ mm $t_{fixture} = 8$ mm $h = 500$ mm $s_x = 102$ mm $s_y = 102$ mm $c_{sx} = 152$ mm $c_{sy} = 203$ mm</p>	<p>Datos de entrada: Concreto de peso normal, $f'_c = 30$ N/mm²; concreto fisurado; categoría de diseño sísmico C (SDC) Referencia ACI 318-14, Cap. 5 y ICC-ES ESR-1917 => Asumir condición B para todos los factores ϕ Anclaje KB-TZ de acero galvanizado 5/8" x 6"; anclajes deben considerarse como elementos de acero dúctil 4 - anclaje en tensión: no fijación a distancia 4 - anclaje en corte: no fijación a distancia [Cargas sísmicas sin Ω_o (17.2.3.4.3 (a))] $N_{ua} = 10$ kN V_{ua} (dirección -y) = 5 kN [Cargas sísmicas con Ω_o (17.2.3.4.3 (d))] $N_{ua} = 20$ kN V_{ua} (dirección -y) = 10 kN</p>
<p>Lo que debe verificar:</p> <ul style="list-style-type: none"> Geometría Carga a tensión Carga a corte Cargas de sismo 17.2.3.4.3 (d) Cargas de sismo 17.2.3.5.3 (c) Cargas combinadas tensión/corte 	<p>Referencias:</p> <ul style="list-style-type: none"> Anclaje mecánico - KWIK Bolt TZ ACI 318-14 Capítulo 17 ICC-ES ESR-1917

Diseño de acuerdo con ACI 318-14 capítulo 17, ICC-ES ESR-1917, KWIK Bolt TZ	Ref. ACI 318	Ref. ESR
Verificar espaciado mínimo, distancia al borde mínima y espesor mínimo del concreto		
	17.7 R17.7	Sección 4.1.10 Tabla 1 Tabla 3 Figura 4
$c_{min} = 83$ mm (3.25 pulg.) para $s \geq 149$ mm (5.875 pulg.) $s_{min} = 76$ mm (3 pulg.) 3 pulg. para $c \geq 108$ mm (4.25 pulg.) Notas para chequeo a tensión: $3h_{ef} = (3)(102 \text{ mm}) = 306$ mm $s = 100$ mm < 306 mm → Considerar la acción de grupo $1.5h_{ef} = (1.5)(102 \text{ mm}) = 153$ mm $c = c_{min} = 102$ mm → Considerar la acción de grupo.	17.4.2.1 R17.4.2.1	-

Principios y diseño del anclaje 3.1

Diseño de acuerdo con ACI 318-14 capítulo 17, ICC-ES ESR-1917, KWIK Bolt TZ	Ref. ACI 318	Ref. ESR
<p>Notas para chequeo a corte:</p> <p>Verificar corte paralelo a borde $x+ \rightarrow c_{a1} = 152 \text{ mm}$ $3c_{a1} = (3)(152 \text{ mm}) = 456 \text{ mm}$ $s_y = 102 \text{ mm} < 456 \text{ mm} \rightarrow$ Considerar la acción de grupo</p> <p>Verificar corte paralelo a borde $y+ \rightarrow c_{a2} = 202 \text{ mm}$ $1.5c_{a1} = (1.5)(152 \text{ mm}) = 228 \text{ mm}$ $202 \text{ mm} < 228 \text{ mm} \rightarrow$ Considerar la influencia del borde</p>	<p>17.5.2.1 R17.5.2.1</p>	<p>Sección 4.1.10 Tabla 1 Tabla 3 Figura 4</p>
<p>Espesor mínimo del concreto = 152 mm. Espesor del concreto (h) = 500 mm. $152 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \rightarrow$ OK</p> <p>Notas para tensión:</p> <p>$h_{ef} = 102 \text{ mm}$ para 5/8" KWIK Bolt TZ y $h_{nom} = 113 \text{ mm}$. h_{nom} = Profundidad de perforación Longitud del anclaje (ℓ_{anch}) = 152 mm (6") para un KWIK Bolt TZ 5/8" x 6". Espesor de la placa de anclaje ($t_{fixture}$) = 8 mm. Espesor tuerca / arandela = 19 mm Parte roscada = 70 mm Parte roscada disponible = $\ell_{anch} - h_{ef} = 152 \text{ mm} - 102 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$ $t_{fixture} +$ espesor tuerca/arandela = 8 mm + 19 mm = 27 mm $50 \text{ mm} > 27 \text{ mm} \rightarrow$ OK</p>	<p>17.7 R17.7</p>	<p>Sección 4.1.10 Tabla 1 Tabla 3 Figura 4</p>
<p>Calcular la resistencia nominal del acero a tensión: N_{sa}</p>	<p>17.4.1.2</p>	<p>Sección 4.1.2</p>
<p>4-anclajes a tensión. Anclaje más solicitado en tensión = $N_{ua} / 4 = 20 \text{ kN} / 4\text{-anclajes} = 5 \text{ kN} / \text{anclaje}$ Resistencia del acero: $N_{sa} = 76,372 \text{ kN/anclaje}$</p>	<p>17.4.1.2 Ec. (17.4.1.2)</p>	<p>Tabla 3</p>
<p>Calcular la resistencia nominal al arrancamiento del concreto a tensión:</p>	<p>17.4.2.1 (b) Ec. (17.4.2.1b)</p>	<p>Sección 4.1.3</p>
<p>$c_{-x} = \infty$; $s_x = 102 \text{ mm}$; $c_{+x} = 152 \text{ mm}$; $c_{+y} = 203 \text{ mm}$; $s_y = 102 \text{ mm}$; $c_{-y} = \infty$ $c_{max} = 1.5 \cdot h_{ef} = (1.5)(102 \text{ mm}) = 153 \text{ mm}$ si $c \geq 153 \text{ mm} \rightarrow$ utilizar $1.5 \cdot h_{ef}$ $s_{max} = 3 \cdot h_{ef} = (3)(102 \text{ mm}) = 306 \text{ mm}$ si $s < 306 \text{ mm} \rightarrow$ acción de grupo</p>  <p>$A_{Nc} = (1.5 h_{ef} + s_x + c_{+x})(1.5 h_{ef} + s_y + 1.5 h_{ef})$ $A_{Nc} = (153 + 102 + 152)(153 + 102 + 153 \text{ mm}) = 166\ 056 \text{ mm}^2$ $A_{Nco} = (9)(102)^2 = 93\ 636 \text{ mm}^2$</p>	<p>17.4.2.1 R17.4.2.1 Ec. (17.4.2.1c)</p>	<p>-</p>
<p>Sin excentricidad en tensión $\rightarrow \psi_{ec,N} = 1.0$</p>	<p>17.4.2.4 Ec. (17.4.2.4)</p>	<p>-</p>
<p>Distancia al borde mas pequeña (c_{min}) = 152 mm $< 1.5h_{ef} \rightarrow$ reducción por distancia al borde $\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{min}}{1.5 h_{ef}} = 0.7 + 0.3 (152/153) = 0.999$</p>	<p>17.4.2.5 Ec. (17.4.2.5a)</p>	<p>-</p>

3.1 Principios y diseño del anclaje

Calculation per ACI 318-14 Chapter 17, ICC-ES ESR-1917, KWIK Bolt TZ	ACI 318 ref.	ESR ref.
Concreto fisurado $\psi_{c,N} = 1.0$; $\psi_{cp,N} = 1.0$	17.4.2.6 17.4.2.7	-
Concreto de peso normal $\rightarrow \lambda_a = 1.0$. $N_b = k_{c,cr} \lambda_a \sqrt{f_c'} (h_{ef}')^{1.5} = (17) (1.0) \sqrt{30 \text{ MPa}} (102 \text{ mm})^{1.5} = (17) (1.0) \sqrt{4351 \text{ psi}} (4 \text{ pulg.})^{1.5}$ $N_b = 8962,41 \text{ lb} = 39.882 \text{ KN}$	17.4.2.2 Ec. (17.4.2.2a)	Tabla 3
$N_{cbg} = \left(\frac{156 \ 056}{93 \ 636} \right) (1.0) (1.0) (0.999) (1.0) (39.882 \text{ kN}) = 70.02 \text{ kN}$	17.4.2.1 (b) Ec. (17.4.2.1b)	Tabla 3
Calcular la resistencia nominal a la extracción: Resistencia a la extracción no tiene que ser considerada. Referencia Tabla 3 en ESR-1917.	-	Sección 4.1.8.2 Tabla 3
Calcular la resistencia nominal del acero a corte: V_{sa}	17.5.1.2	Sección 4.1.5
4- anclajes a corte. Anclaje más solicitado en corte = $V_{ua} / 4 = 10 \text{ kN} / 4\text{-anclajes} = 2.5 \text{ kN} / \text{anclaje}$ Resistencia del acero: $V_{sa,eq} = 21.974 \text{ kN} / \text{anclaje}$	17.5.1.2 Ec. (17.5.1.2b)	Tabla 3
Calcular la resistencia nominal al arrancamiento de borde del concreto: $V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{ed,v} \cdot \psi_{c,v} \cdot \psi_{n,v} \cdot V_b$	17.5.2.1 (b) Ec. (17.5.2.1b)	Sección 4.1.6
$c_{x} = \infty$; $s_x = 102 \text{ mm}$; $c_{yx} = 152 \text{ mm}$; $c_{yy} = 203 \text{ mm}$; $s_y = 102 \text{ mm}$; $c_y = \infty$ Nota: La carga de corte actual en la dirección -y. $c_y = \infty \rightarrow$ sin falla al arrancamiento en la dirección -y Falla al arrancamiento de borde para corte paralelo al borde (dirección +x) debe ser revisado de acuerdo con 17.5.2.1(c).	17.5.2.1 (c)	-
Asumir que toda la carga de corte actúa en fila de anclajes más cercana al borde $x+ \rightarrow c_{a1} = 152 \text{ mm}$ $1.5c_{a1} = (1.5) (152 \text{ mm}) = 228 \text{ mm}$ si $c \geq 228 \text{ mm} \rightarrow$ utilizar $1.5 \cdot c_{a1}$ $h = 500 \text{ mm}$ $s_{max} = 3 \cdot c_{a1} = (3) (152 \text{ mm}) = 456 \text{ mm}$ si $s < 456 \text{ mm} \rightarrow$ acción de grupo $A_{vc} = (c_{xy} + s_y + c_{xy}) (\text{Mínimo } [1.5c_{a1} ; h]) = (203 \text{ mm} + 102 \text{ mm} + 228 \text{ mm}) (228 \text{ mm}) = 121 \ 524 \text{ mm}^2$ $A_{vco} = (4.5) (c_{a1})^2 = (4.5) (152 \text{ mm})^2 = 103 \ 968 \text{ mm}^2$	17.5.2.1 R17.5.2.1 Ec. (17.5.2.1c)	-
Sin excentricidad en corte $\rightarrow \psi_{ec,v} = 1.0$	17.5.2.5 Ec. (17.5.2.5)	-
Las distancias a los bordes perpendiculares a la dirección de la carga de corte se definen como c_{a2} . Nota: 17.5.2.1(c) permita $\psi_{ed,v} = 1.0$ a considerar para calcular el corte paralelo a un borde. El cálculo de $\psi_{ed,v}$ en este ejemplo es conservador. $c_{a2+y} = 203 \text{ mm}$; $c_{a2-y} = \infty$ $\psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a2+y}}{1.5c_{a1}} \right) = 0.7 + 0.3 \left(\frac{203}{228} \right) = 0.967$	17.5.2.6 Ec. (17.5.2.6b)	-
Concreto fisurado, asumir no refuerzo de borde $\rightarrow \psi_{c,v} = 1.0$	17.5.2.7	-
$\psi_{n,v} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}}$ Comprobar: $h_a = 500 \text{ mm}$; $1.5 c_{a1} = 228 \text{ mm}$ $500 > 228 \rightarrow \psi_{n,v} = 1.0$	17.5.2.8 Ec. (17.5.2.8)	-
Nota: concreto de peso normal $\rightarrow \lambda_a = 1.0$ (a) $V_b = (7) \left(\frac{\ell_e}{d_{anchor}} \right)^{0.2} \lambda_a \sqrt{d_{anchor}} \sqrt{f_c'} (c_{a1})^{1.5}$ $\ell_e = \text{Mínimo } [h_{ef} ; 8d_{anchor}] = \text{Mínimo } [102 \text{ mm} ; 127 \text{ mm}] = 102 \text{ mm}$ $V_b = (7) \left(\frac{102}{15.875} \right)^{0.2} (1.0) \sqrt{15.875} \sqrt{30 \text{ MPa}} (152)^{1.5}$ $V_b = (7) \left(\frac{4 \text{ pulg.}}{5/8 \text{ pulg.}} \right)^{0.2} (1.0) \sqrt{5/8 \text{ pulg.}} \sqrt{4371 \text{ psi}} (6 \text{ pulg.})^{1.5} = 34.457 \text{ kN}$	17.5.2.2 Ec. (17.5.2.2a) Ec. (17.5.2.2b)	Tabla 3
$V_{cbg} = \left(\frac{121 \ 524}{103 \ 968} \right) (1.0) (1.0) (1.0) (1.0) (34.457 \text{ kN}) = 40.275 \text{ kN}$ Calcular corte paralelo al borde: $V_{cbg,parallel} = (2) (40.275 \text{ kN}) = 80.551 \text{ kN}$	17.5.2.1 (b) 17.5.2.1 (c) Ec. (17.5.2.1b)	Tabla 3

Principios y diseño del anclaje 3.1

Diseño de acuerdo con ACI 318-14 capítulo 17, ICC-ES ESR-1917, KWIK Bolt TZ	Ref. ACI 318	Ref. ESR
Calcular la resistencia al desprendimiento en corte: $V_{cbg} = (k_{cp}) (N_{cbg})$	17.5.3.1 (b) Ec. (17.5.3.1b)	Sección 4.1.7
$V_{cp} = (k_{cp}) (N_{cbg})$ $N_{cbg} = 70.956 \text{ kN}$ $h_{ef} = 102 \text{ mm} \rightarrow k_{cp} = 2$ $V_{cp} = (2) (70.956) = 141.912 \text{ kN}$	17.5.3.1 (b) Ec. (17.5.3.1b)	Tabla 3

Resumen					
Anclaje deben considerarse como elementos de acero dúctil → comprobar primero 17.2.3.4.3 (a)					
[Anclaje dúctil] Cálculos de tensión por 17.2.3.4.3 (a)					
Tensión	Resistencia nominal	Resistencia diseño	Cargas	% Utilización	Comentarios
Resistencia del acero	76,372 kN/anclaje	91.64 kN/anclaje	5 kN/anclaje	5,4 %	OK
Resistencia al arrancamiento	70.956 kN	-	10 kN	14.09 %	OK controla
Resistencia a la extracción	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Resistencia del acero no controla: por lo tanto 17.2.3.4.3 (a) no cumple, se requiere cumplir con 17.2.3.4.3 (d)					
Cálculos de tensión por 17.2.3.4.3 (d)					
Tensión	Resistencia nominal	Resistencia diseño	Cargas	% Utilización	Comentarios
Resistencia del acero	76,372 kN/anclaje	$\Phi_{steel} = 0.75$ 57.282 kN/anclaje	5 kN/anclaje	9 %	OK
Resistencia al arrancamiento del concreto	70.956 kN	$\Phi_{seismic} = 0.75$ $\Phi_{concrete} = 0.65$ 34.591 kN	20 kN	57.8 %	OK controla
Resistencia a la extracción	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Cálculos de corte por 17.2.3.5.3 (c)					
Corte	Resistencia nominal	Resistencia diseño	Cargas	% Utilización	Comentarios
Resistencia del acero	33.806 kN/anclaje	$\Phi_{steel} = 0.65$ 21.974 kN/anclaje	2.5 kN/anclaje	12 %	OK
Resistencia al arrancamiento de borde del concreto	80.551 kN	$\Phi_{seismic} = 1.0$ $\Phi_{concrete} = 0.70$ 56.385 kN	10 kN	17,7 %	OK controla
Resistencia al desprendimiento	141.912 kN	$\Phi_{seismic} = 1.0$ $\Phi_{concrete} = 0.70$ 99.338 kN	10 kN	11 %	OK

Diseño de acuerdo con ACI 318-14 capítulo 17, ICC-ES ESR-1917, KWIK Bolt TZ	Ref. ACI 318	Ref. ESR
Cargas combinadas	17.6	Sección 4.1.9
Comprobar: $V_{ua} \leq (0.2) \Phi V_{cbg}$ $V_{ua} = 10 \text{ kN}$ $(0.2) (99.338 \text{ kN}) = 19.867 \text{ kN}$ $V_{ua} > (0.2) \Phi V_{cbg}$	17.6.1	-
Comprobar: $N_{ua} \leq (0.2) \Phi N_{cbg}$ $N_{ua} = 20 \text{ kN}$ $(0.2) (34.591 \text{ kN}) = 6.918 \text{ kN}$ $N_{ua} > (0.2) \Phi N_{cbg}$	17.6.2	-
Utilice la ecuación de interacción: Tri - lineal : $= 0.578 + 0.177 = 0.755 < 1.2 \rightarrow \text{OK}$ Parabólica : $(0.578)5/3 + (0.177)5/3 = 0.46 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$ La fijación cumple los criterios de diseño !	17.6.3 Ec. (17.6.3) R17.6	-

3.1 Principios y diseño del anclaje

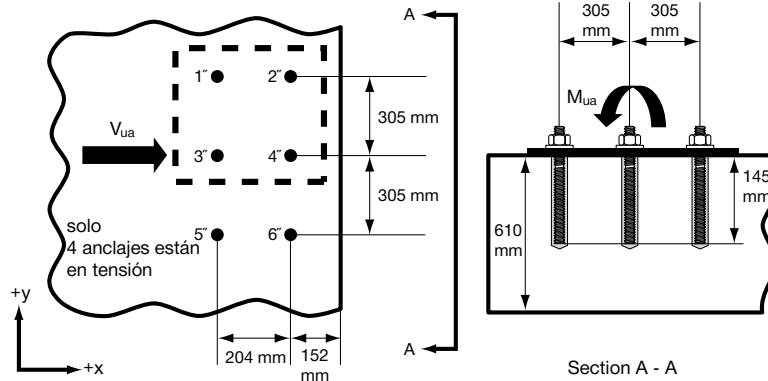
3.1.13 Ejemplo 2 - Anclaje adhesivo HIT-RE 500 V3

Ejemplos de diseño SD, adhesivo HIT- RE 500 V3

Objetivo:

Determinar la resistencia de diseño en tensión y corte.

Comparar la resistencia de diseño en tensión y corte contra las cargas reducidas en tensión y corte.



Parámetros

dimensionales:

- h_{ef} = 145 mm
- h = 610 mm
- s_x = 204 mm
- s_{y1} = 305 mm
- s_{y2} = 305 mm
- c_{+x} = 152 mm
- c_{-y} = ∞
- d_a = 1 pulg.
- d_{hole} = 1.125 pulg.

Datos de entrada:

Concreto de peso normal, $f'_c = 41$ MPa; concreto fisurado; categoría de diseño sísmico D (SDC)
 Referencia ACI 318-14 Ch. 5 y ICC-ES ESR-3814
 => Asumir condición B para todos los factores ϕ y temperatura rango A
 Adhesivo HIT-RE 500 V3 con varilla HAS 1" ; las varillas deben considerarse como elementos de acero frágil
 Cuatro anclajes en tensión: Excentricidad en tensión = 64 mm
 Seis anclajes en corte: sin excentricidad en corte

[Cargas sísmicas sin Ω_0 (17.2.3.4.3 (a))] M_{ua} (eje x) = 16 kNm $V_{ua} = 32$ kN (dirección +x)
 [Cargas sísmicas con Ω_0 (17.2.3.4.3 (d))] M_{ua} (eje x) = 21 kNm $V_{ua} = 40$ kN (dirección +x)

Lo que debe verificar:

- Geometría
- Carga a tensión
- Carga a corte
- Cargas sostenidas por 17.3.1.2
- Ductilidad por 17.2.3.4.3 (a) y 17.2.3.4.3 (d)
- Cargas de sismo 17.2.3.5.3
- Cargas combinadas tensión/corte

Referencia:

- ACI 318-14 Capítulo 17
- Criterios de aceptación AC308 de ICC-ES
- ICC-ES ESR-3814

Determinar la distribución de cargas en el grupo de anclajes

Anclaje	Tensión sísmica sin Ω_0 [kN]	Tensión sísmica con Ω_0 [kN]	Corte sísmico sin Ω_0 [kN]	Corte sísmico con Ω_0 [kN]	Tensión sostenida (no sísmica) [kN]
1	10.902	14.309	5.333	6.667	6.00
2	4.473	5.870	5.333	6.667	2.46
3	0	0	5.333	6.667	0
4	10.902	14.309	5.333	6.667	6.00
5	4.473	5.870	5.333	6.667	2.46
6	0	0	5.333	6.667	0
Resultante	30.750	40.359	30.750	40.359	-

Principios y diseño del anclaje 3.1

Diseño de acuerdo con ACI 318-14 capítulo 17, ICC-ES ESR-3814, HIT-RE 500 V3	Ref. ACI 318	Ref. ESR*
Verificar espaciado mínimo, distancia al borde mínima y espesor mínimo del concreto		
Mínimo $[s_x; s_{y1}; s_{y2}] = \text{Mínimo} [204; 305; 305] = 204 \text{ mm}$; $s_{\min} = 127 \text{ mm}$; $s_{\max} = 3h_{ef} = (3)(145) = 435 \text{ mm}$ Nota: Los anclajes espaciados $> 3h_{ef}$ no se supone para actuar como un grupo de la tensión $127 \text{ mm} \leq 204 \text{ mm} \leq 435 \text{ mm}$ OK	17.7 R17.7 17.4.2.1 R17.4.2.1	Sección 4.1.9 Tabla 12
Mínimo $[c_{+x}; c_{-x}; c_{+y}; c_{-y}] = \text{Mínimo} [152; \infty; \infty; \infty] = 152 \text{ mm}$; $c_{\min} = 127 \text{ mm}$; $c_{\max} = 1.5h_{ef} = (1.5)(145) = 217.5 \text{ mm}$. Nota: si una distancia del borde es $> 1.5 h_{ef}$, no se supone que influyen en el anclaje capacidad a menos que la división se considera: $127 \text{ mm} \leq 152 \text{ mm} \leq 217.5 \text{ mm}$ OK $h_{\min} = h_{ef} + 2d_{\text{hole}} = 145 \text{ mm} + 57.15 \text{ mm} = 202.15 \text{ mm}$ $h = 610 \text{ mm} > 202.15 \text{ mm}$ OK		
Calcular la resistencia nominal del acero a tensión: N_{sa}	17.4.1.2	Sección 4.1.2
Resistencia del diseño del acero: $N_{sa} = 195.321 \text{ kN/anclaje}$	17.4.1.2 Ec. (17.4.1.2)	Tabla 11
Calcular la resistencia nominal al arrancamiento del concreto a tensión: $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b$	17.4.2.1 (b) Ec. (17.4.2.1b)	Sección 4.1.3
$c_{-x} = \infty$; $s_x = 204 \text{ mm}$; $c_{+x} = 152 \text{ mm}$; $c_{+y} = \infty$; $s_{y1} = 305 \text{ mm}$; $s_{y2} = 305 \text{ mm}$; $c_{-y} = \infty$ Nota: Sólo los mejores 4 anclajes están en tensión. $c_{\max} = 1.5 \cdot h_{ef} = 217.5 \text{ mm}$ si $c \geq 217.5 \text{ mm} \rightarrow$ utilizar $1.5 \cdot h_{ef}$ $s_{\max} = 3 \cdot h_{ef} = 435 \text{ mm}$ si $s > 45 \text{ pulg.} \rightarrow$ no acción de grupo $A_{Nc} = (c_{-x} + s_x + c_{+x})(c_{+y} + s_{y2} + c_{-y}) = (217.5 + 204 + 152)(217.5 + 305 + 217.5) = 424\,390 \text{ mm}^2$ $A_{Nco} = (9)(h_{ef})^2 = (9)(145)^2 = 189\,225 \text{ mm}^2$	17.4.2.1 R17.4.2.1 Ec. (17.4.2.1b)	-
Nota: excentricidad a tensión se determina usando el software PROFIS Anchor. $e_N' = 64 \text{ mm}$ (Distancia de $N_{\text{resultante}}$ para el centro de gravedad de los anclajes en tensión) $\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e_N'}{3h_{ef}}\right)} = \frac{1}{\left(1 + \frac{(2)(64 \text{ mm})}{(3)(145 \text{ mm})}\right)} = 0.774$	17.4.2.4 Ec. (17.4.2.4)	-
$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,\min}}{1.5h_{ef}}\right) = 0.7 + 0.3 \left(\frac{152}{(1.5)(145)}\right) = 0.91$	17.4.2.5 Ec. (17.4.2.5b)	-
Nota: Concreto fisurado: $\psi_{c,N} = 1.0$; $\psi_{cp,N} = 1.0$	17.4.2.6 17.4.2.7	-
Nota: Concreto fisurado. Concreto de peso normal $\rightarrow \lambda_a = 1.0$ $N_b = k_{c,cr} \lambda_a \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{1.5} = (17)(1.0) \sqrt{41 \text{ MPa}} (145 \text{ mm})^{1.5} = (17)(1.0) \sqrt{6000 \text{ psi}} (5.7 \text{ pulg.})^{1.5} = 79.563 \text{ kN}$	17.4.2.2 Ec. (17.4.2.2a)	Tabla 12
$N_{cbg} = \left(\frac{424\,390}{189\,225}\right)(0.774)(0.91)(1.0)(1.0)(76,500) = 125.878 \text{ kN}$	17.4.2.1 (b) Ec. (17.4.2.1b)	Tabla 12
Calcular la resistencia al adherencia en tensión: $N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \cdot \psi_{ed,Na} \cdot \psi_{ec,Na} \cdot \psi_{cp,Na} \cdot N_{ba}$	17.4.5.1 (17.4.5.1b)	Sección 4.1.4 D.5.3.7 (b) Ec. (D-16b)
$c_{Na} = (10)(d_a) \sqrt{\frac{T_{k,uncr}}{1,100}} \quad T_{uncr} = 16.82 \text{ N/mm}^2 \quad c_{Na} = 377 \text{ mm}$ $c_{\max} = c_{Na}$ si $c \geq c_{Na} \rightarrow$ utilizar c_{Na} $s_{\max} = s_{Na}$ si $s \geq s_{Na} \rightarrow$ no acción de grupo [$s_{Na} = 2c_{Na}$] $A_{Na} = (c_{-x} + s_x + c_{+x})(c_{+y} + s_{y2} + c_{-y}) = (377 + 204 + 152) \times (377 + 305 + 377) = 775\,120 \text{ mm}^2$ $A_{Nao} = (2c_{Na})^2 = [(2)(377)]^2 = 568\,516 \text{ mm}^2$	17.4.5.1 (17.4.5.1c) (17.4.5.1d)	Sección 4.1.4 D.5.3.7 Ec. (D-16b to f) D.5.3.8 Tabla 14

3.1 Principios y diseño del anclaje

Diseño de acuerdo con ACI 318-14 capítulo 17, ICC-ES ESR-3814, HIT-RE 500 V3	Ref. ACI 318	Ref. ESR*
$\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \right) = 0.7 + 0.3 \left(\frac{152 \text{ mm}}{377 \text{ mm}} \right) = 0.821$	17.4.5.4 (17.4.5.4b)	Sección 4.1.4 D.5.3.12 Ec. (D-16m)
<p>Número de anclajes en tensión = 4, $e_N' = 64 \text{ mm}$; $\psi_{ec,Na} = \frac{1}{1 + \left(\frac{e_N'}{c_{Na}} \right)} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2.592 \text{ pulg.}}{12.86 \text{ pulg.}} \right)} = 0.855$</p>	17.4.5.3 (17.4.5.3)	Sección 4.1.4 D.5.3.11 Ec. (D-16j)
<p>Ajuste al adherencia = $\left(\frac{f_c'}{2,500} \right)^{0.1} = \left(\frac{6,000}{2,500} \right)^{0.1} = 1.09$ (Ver ESR-3814, Tabla 14, nota 1) Nota: Concreto fisurado. $\psi_{cp,Na} = 1.0$</p>	17.4.5.5 (17.4.5.5a)	Sección 4.1.4 D.5.3.14 Ec. (D-16o)
<p>Nota: Concreto fisurado. Concreto de peso normal: $\lambda_a = 1.0$ $T_{k,cr} = (1.09) (8.5 \text{ N/mm}^2) = 9.26 \text{ N/mm}^2$ por ESR-3814, Tabla 11 $\alpha_{N,seis} = 1.00$ por ESR-3814, Tabla 11 $T_{k,seis} = T_{k,cr}$ $N_{ba} = (\lambda_a) (T_{k,cr}) (\pi) (d_a) (h_{ef}) = (1.0) (9.26) (\pi) (25.4) (145 \text{ mm}) = 112.493 \text{ kN}$</p>	17.4.5.2 (17.4.5.2)	Sección 4.1.4 D.5.3.9 Ec. (D-16f) Tabla 14
$N_{ag} = \left(\frac{775 \ 120}{568 \ 516} \right) (0.821) (0.855) (1.0) ((112.493 \text{ kN})) = 107.951 \text{ kN}$	17.4.5.1 (b) (17.4.5.1b)	Sección 4.1.4 D.5.3.7 (b) Ec. (D-16b)
Calcular la resistencia nominal del acero a corte: $\alpha_{V,seis} V_{sa}$	17.5.1.2	Sección 4.1.5
Resistencia de diseño $\alpha_{V,seis} = 1$; $V_{sa} = 117.2 \text{ kN}$; $\alpha_{V,seis} V_{sa} = 117.2 \text{ kN}$	17.5.1.2 Ec. (17.5.1.2b)	Tabla 11
Calcular la resistencia nominal al arrancamiento de borde del concreto: $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vc0}} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ed,V} \cdot \psi_{c,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot V_b$	17.5.2.1 (b) Ec. (17.5.2.1b)	Sección 4.1.6
<p>Nota: Los 6 anclajes están en corte. Calcular V_{cbg} en la dirección +x. $c_{a1} = 152 \text{ mm}$; $s_x = 204 \text{ mm}$; $c_{a2-} = \infty$; $c_{a2+} = \infty$; $1.5c_{a1} = 228 \text{ mm}$ Proyección de la superficie hacia abajo = Mínimo $[1.5c_{a1} ; h] = \text{mínimo} [228 ; 610] = 228 \text{ mm}$ Si $c_{a2,min} > 1.5c_{a1} \Rightarrow$ utilizar $c_{a2} = 1.5c_{a1}$ $A_{Vc} = (c_{a2-} + s_{y1} + s_{y2} + c_{a2+}) (1.5c_{a1}) = (228 + 305 + 305 + 228) (228) = 243 \ 048 \text{ mm}^2$ $A_{Vc0} = (4.5) (c_{a1})^2 = (228)^2 = 103 \ 968 \text{ mm}^2$</p>	17.5.2.1 R17.5.2.1 Ec. (17.5.2.1c)	-
No excentricidad en corte $\rightarrow \psi_{ec,V} = 1.0$	17.5.2.5 Ec. (17.5.2.5)	-
$\psi_{ed,V} = 1.0$ if $c_{a2,min} > 1.5c_{a1}$	17.5.2.6 Ec. (17.5.2.6a)	-
Nota: Concreto fisurado, no refuerzo adicional para fisuración $\psi_{c,V} = 1.0$	17.5.2.7	-
$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}}$ Verificar: $h_a = 24 \text{ pulg.}$; $1.5c_{a1} = 9 \text{ pulg.}$ $24 \text{ pulg.} > 9 \text{ pulg.} \rightarrow \psi_{h,V} = 1.0$	17.5.2.8 Ec. (17.5.2.8)	-

Principios y diseño del anclaje 3.1

Diseño de acuerdo con ACI 318-14 capítulo 17, ICC-ES ESR-3814, HIT-RE 500 V3	Ref. ACI 318	Ref. ESR*
Nota: Concreto de peso regular $\rightarrow \lambda_a = 1.0$ $(a) V_b = (7) \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \lambda_a \sqrt{d_a} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$ $\ell_e = \text{mínimo} [h_{ef}; 8d_a] = \text{mínimo} [145; 203.2] = 145 \text{ mm}$ $V_b = (7) \left(\frac{152}{25.4} \right)^{0.2} (1.0) \sqrt{25.4} \sqrt{41 \text{ N/mm}^2} (152)^{1.5} = 11\,877 \text{ kN}$ $(b) V_b = 9 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} = (9) (1.0) \sqrt{41 \text{ N/mm}^2} (152)^{1.5} = 45.396 \text{ kN}$ $V_b = \text{mínimo} [(a), (b)] = 45.396 \text{ kN}$	17.5.2.2 Ec. (17.5.2.2a) Ec. (17.5.2.2b)	-
$V_{cbg} = \left(\frac{243\,048}{103\,968} \right) (1.0) (1.0) (1.0) (1.0) (45.396 \text{ kN}) = 106.123 \text{ kN}$	17.5.2.1 (b) Ec. (17.5.2.1b)	Sección 4.1.6
Calcular la resistencia al desprendimiento en corte: $V_{cp} = (k_{cp}) (\text{Mínimo} [N_{cbg}; N_{ag}])$	17.5.3.1 (b) Ec. (17.5.3.1b)	Sección 4.1.7 D.6.3.2 (b) Ec. (D-30b)
Nota: Los 6 anclajes están en corte. Calcular N_{cbg} para 6 anclajes. $c_{-x} = \infty$; $s_x = 204 \text{ mm}$; $c_{+x} = 152 \text{ mm}$; $c_{+y} = \infty$; $s_{y1} = 305 \text{ mm}$; $s_{y2} = 305 \text{ mm}$; $c_{-y} = \infty$ $c_{max} = 1.5 \cdot h_{ef} = 217.5 \text{ mm}$ si $c \geq 217.5 \text{ mm} \Rightarrow$ utilizar $1.5 \cdot h_{ef}$ $s_{max} = 3 \cdot h_{ef} = 435 \text{ mm}$ si $s > 435 \text{ mm}$, no acción de grupo $A_{Nc} = (c_{-x} + s_x + c_{+x}) (c_{+y} + s_{y1} + s_{y2} + c_{-y}) = (217.5 + 204 + 152) (217.5 + 305 + 305 + 217.5) = 599\,307.5 \text{ mm}^2$ $A_{Nc0} = (9) (h_{ef})^2 = (9) (15 \text{ pulg.})^2 = 189\,225 \text{ mm}^2$	17.4.2.1 17.4.2.1 Ec. (17.4.2.1c)	-
Nota: Excentricidad en tensión no considerado para resistencia al desprendimiento. $\psi_{ec,N} = 1.0$	17.4.2.4 Ec. (17.4.2.4)	-
$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \right) = 0.7 + 0.3 \left(\frac{152}{1.5 \cdot 145} \right) = 0.91$	17.4.2.5 Ec. (17.4.2.5b)	-
Nota: Concreto fisurado. $\psi_{c,N} = 1.0$ $\psi_{cp,N} = 1.0$	17.4.2.6 17.4.2.7	-
Nota: Concreto fisurado. Concreto de peso normal $\rightarrow \lambda_a = 1.0$. $N_b = k_{c,cr} \lambda_a \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{1.5} = (17) (1.0) \sqrt{41} (145)^{1.5} = 58.8 \text{ kN}$	17.4.2.2 Ec. (17.4.2.2a)	Tabla 12
$N_{cbg} = \left(\frac{599\,307}{189\,225} \right) (1.0) (0.91) (1.0) (1.0) (58.8 \text{ kN}) = 169.94 \text{ kN}$	17.4.2.1 (b) Ec. (17.4.2.1b)	-
Calcular N_{ag} para 6 anclajes. $c_{-x} = \infty$; $s_x = 204 \text{ mm}$; $c_{+x} = 152 \text{ mm}$; $c_{+y} = \infty$; $s_{y1} = 305 \text{ mm}$; $s_{y2} = 305 \text{ mm}$; $c_{-y} = \infty$ $c_{Na} = 10 (1 \text{ pulg.}) = 377 \text{ mm}$; si $c \geq c_{Na} \rightarrow$ utilizar c_{Na} ; si $s > s_{Na} \rightarrow$ no acción de grupo [$s_{Na} = 2c_{Na}$] $A_{Na} = (c_{-x} + s_x + c_{+x}) (c_{+y} + 2c_{y2} + c_{-y}) = (377 + 204 + 152) \times (377 + 305 + 305 + 377) = 998\,549 \text{ mm}^2$ $A_{Nc0} = (2c_{Na})^2 = (2 \times 377)^2 = 567\,171 \text{ mm}^2$	17.4.5.1 (17.4.5.1c) (17.4.5.1d)	Sección 4.1.4 D.5.3.7 Ec. (D-16b to f) D.5.3.8 Tabla 14
Nota: la excentricidad a tensión no se considera para el cortante. $\psi_{ec,Na} = 1.0$	17.4.5.3 (17.4.5.3)	Sección 4.1.4 D.5.3.11
$\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \right) = 0.7 + 0.3 \left(\frac{152 \text{ mm}}{177 \text{ mm}} \right) = 0.821$	17.4.5.4 (17.4.5.4b)	Sección 4.1.4 D.5.3.12 Ec. (D-16m)

3.1 Principios y diseño del anclaje

Diseño de acuerdo con ACI 318-14 capítulo 17, ICC-ES ESR-3814, HIT-RE 500 V3	Ref. ACI 318	Ref. ESR*
Nota: Concreto fisurado $\psi_{cp,Na} = 1.0$	17.4.5.5 (17.4.5.5a)	Sección 4.1.4 D.5.3.14 Ec. (D-16o)
Nota: Concreto fisurado. Concreto de peso normal : $\lambda_a = 1.0$ $f'_c = 41 \text{ MPa} \rightarrow (1.09) (\tau_{k,cr}) (\alpha_{N,seis}) = (1.09) (8,5 \text{ N/mm}^2) (1.00) = 9.26 \text{ N/mm}^2$ $N_{ba} = (\lambda_a) (\tau_{k,cr}) (n) (d_{anch}) (h_{ef}) = (1.0) (9.26) (n) (25.4) (145) = 112.493 \text{ kN}$ $N_{ag} = \left(\frac{998\ 549}{567\ 171} \right) (0.821) (1.0) (1.0) (112.493) = 162.62 \text{ kN}$	17.4.5.2 Ec. (17.4.5.2) 17.4.5.1 (b) (17.4.5.1b)	Sección 4.1.4 D.5.3.9 Ec. (D-16f) Tabla 14 D.5.3.7 (b) Ec. (D-16b)
$V_{cp} = k_{cp} \cdot \text{Mínimo} [N_{cbg}; N_{ag}]$ $N_{cbg} = 169.94 \text{ kN}$ $N_{ag} = 162.62 \text{ kN}$ $h_{ef} = 145 \text{ mm}$ $k_{cp} = 2$ Adherencia controla: $V_{cp} = 2 \cdot 162.62 = 325.241 \text{ kN}$	17.5.3.1 (b) Ec. (17.5.3.1b)	Sección 4.1.7 D.6.3.2(b) Ec. (D-30b)
Resumen		
Verificar carga de tensión sostenida		
$0.55 \Phi_{bond} N_{ba} \geq N_{ua,s}$ $\Phi_{bond} = 0.65$ $N_{ba} = 112.493 \text{ kN}$ $N_{ua,s} = 6.00 \text{ kN}$ $(0.55) (0.65) (112.493) = 40.21 \text{ kN} > 6.00 \text{ kN}$	17.3.1.2 (17.3.1.2)	-
Los anclajes deben considerarse como elementos de acero frágil \rightarrow sin verificación de 17.2.3.4.3 (a)		

Verificar 17.2.3.4.3 (d)

Cálculos de tensión por 17.2.3.4.3 (d)

Tensión	Resistencia nominal	Resistencia diseño	Cargas	% Utilización	Comentarios
Resistencia del acero	195.321 kN	$\Phi_{steel} = 0.75$ $\Phi_{nonductile} = 1.00$ 126.959 kN	14.309 kN	12 %	OK
Resistencia al arrancamiento del concreto	125.878 kN	$\Phi_{seismic} = 0.75$ $\Phi_{concrete} = 0.65$ $\Phi_{nonductile} = 1.00$ 61.366 kN	40.359 kN	66 %	OK
Resistencia al adherencia	107.951 kN	$\Phi_{seismic} = 0.75$ $\Phi_{concrete} = 0.65$ $\Phi_{nonductile} = 1.00$ 52.626 kN	40.359 kN	77 %	OK controla

Cálculos de corte por 17.2.3.5.3 (c)

Corte	Resistencia nominal	Resistencia diseño	Cargas	% Utilización	Comentarios
Resistencia del acero	117.188 kN	$\Phi_{steel} = 0.65$ $\Phi_{nonductile} = 1.00$ 70.313 kN	6.667 kN	10 %	OK
Resistencia al arrancamiento de borde del concreto	106.123 kN	$\Phi_{seismic} = 1.0$ $\Phi_{concrete} = 0.70$ $\Phi_{nonductile} = 1.00$ 74.286 kN	40 kN	54 %	OK controla
Resistencia al desprendimiento	325.241 kN	$\Phi_{seismic} = 1.0$ $\Phi_{concrete} = 0.70$ $\Phi_{nonductile} = 1.00$ 227.669 kN	40 kN	18 %	OK

Principios y diseño del anclaje 3.1

Diseño de acuerdo con ACI 318-14 capítulo 17, ICC-ES ESR-3814, HIT-RE 500 V3	Ref. ACI 318	Ref. ESR*
Cargas combinadas	17.6	Sección 4.1.12
Comprobar: $V_{ua} \leq (0.2) \Phi V_{cbg}$ $V_{ua} = 40 \text{ kN} \quad (0.2) (106.123) = 21.2246 \text{ kN}$ $V_{ua} > (0.2) \Phi V_{cbg}$	17.6.1	-
Comprobar: $N_{ua} \leq (0.2) \Phi N_{ag}$ $N_{ua} = 40 \text{ kN} \quad (0.2) (74.286) = 14.8572 \text{ kN}$ $N_{ua} > (0.2) \Phi N_{cbg}$	17.6.2	-
Utilice la ecuación de interacción: Tri-lineal: $0.520 + 0.508 = 1.028 < 1.2 \rightarrow \text{OK}$ Parabólica: $(0.520)^{5/3} + (0.508)^{5/3} = 0.336 + 0.323 = 0.66 < 1.00 \rightarrow \text{OK}$ La fijación cumple los criterios de diseño !	17.6.3 Ec. (17.6.3) R17.6	-