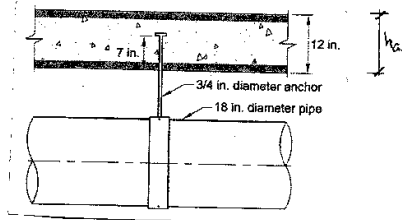


① Ejemplo de un anclaje mecánico individual preinstalado sometido en tracción.

Verificar la capacidad del anclaje mecánico mostrado en la figura.

La estructura que contiene la tubería se ha clasificado como de Categoría Sísmica (SDC) D.



Datos

$S = 1900 \text{ kgf}$
 CP de la tubería de 18 plg de diámetro, Sch. 80, lona de agua = 387 kgf/m , y miscelánea = 7.45 kgf/m

Anclaje - ASTM F1554 Grado 36 de 3/4 plg diámetro
 $F_{ut} = 4080 \text{ kgf/cm}^2$
 $F_{ya} = 2530 \text{ kgf/cm}^2$

separación entre anclajes = 8.50 m
 Empotramiento del anclaje, $h_{ef} = 17.8 \text{ cm}$
 Área soporte, $A_{brg} = 40.654 \text{ cm}^2 = 4.22 \text{ cm}^2$
 según tabla de propiedades pernos y tuercas hexagonales.

Concreto.

$F_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ $h_a = 30.5 \text{ cm}$ (Ver figura)

Concreto de agregado de peso normal ($\lambda_a = 1.0$) y se supone que la lona está fijada, y que el acero de refuerzo de la misma es suficiente para controlar la anchura de las fisuras.

1. Criterios de proyecto

solicitaciones (Sección 5.3.1, Tabla 5.3.1)

$$U = 1.4 (CP_{tub} + miscelanea) Sap$$

$$U = 1.2 (CP_{tub} + misc) Sap + S \quad \text{controla}$$

$$1.4 (387 + 7.45) 8.5 = 4694 \text{ kg}$$

$$1.2 (387 + 5.45) 8.5 + 1900 = 5923.40 \text{ kg controla}$$

$$U = N_{ua} = 5923.40 \text{ kg}$$

Verificación de la Subsección 17.2.3.4.2

$$\frac{S}{N_{ua}} > 20\% \quad ; \quad \frac{1900}{5923.4} \times 100 = 32.1 > 20\%$$

anuncios por la Subsección 17.2.3.4.3

$$1.2 N_{sa} \leq \begin{cases} N_{cb} & \text{(rotura del concreto)} \\ N_{pm} & \text{(desprendimiento del} \\ & \text{concreto - "anchor pullout") } \end{cases}$$

Para tomar en cuenta fisuramiento significativo durante un terremoto, $\phi = 0.75$ (Tabla 17.3.1.1)

La capacidad a tracción del anclaje debe satisfacer

$$N_{ua} \leq \begin{cases} \phi N_{sa} & \text{(resistencia a tracción del anclaje)} \\ 0.75 \phi N_{cb} & \text{(rotura del concreto)} \\ 0.75 \phi N_{pm} & \text{(desprendimiento del concreto)} \end{cases}$$

Ductilidad del anclaje

según 17.2.3.4.3(a)iii Artículo 2.3
 23% alargamiento al 2^{plg} > 14%
 40% reducción de área > 30%

según 17.2.3.4.3(a)v $\frac{F_{uta}}{F_{ja}} = \frac{4080}{2530} = 1.61 > 1.3$ ✓

según 17.2.3.4.3(a)vi
 $8d_a = 8 \times 1.905 = 15.24 \text{ cm} < 7 \times 2.54 = 17.78 \approx 18 \text{ cm}$ ✓

2. Capacidad a tracción del anclaje

Fórmula (12.4.1.2) con $\phi = 0.75$

$$\phi N_{sa} = \phi A_{se,N} F_{uta}$$

con $A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n} \right)^2$ en pulgadas

$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{24.747}{n} \right)^2$ en metros.
Ver tabla Perfil básico de roscas.

$\phi N_{sa} = 0.75 (2.15 \text{ cm}^2 \times 4080 \text{ kg/cm}^2) = 6570 \text{ kg} > N_{ua} = 5923.4 \text{ kg}$
verifica

3. Capacidad del concreto a la rotura

Para un anclaje individual, idealizábase el modelo de rotura del concreto de la Figura R.12.4.2.1a, sin acero de refuerzo

$(0.75) \phi N_{cb} > N_{ua}$

con $\phi = 0.7$ según 12.3.3(c)ii por la condición B (sin acero de refuerzo)

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

Factores ψ según 12.4.2.5a 12.4.2.7

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{F_c} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{Form. 12.4.22})$$

Adicionalmente validar la condición

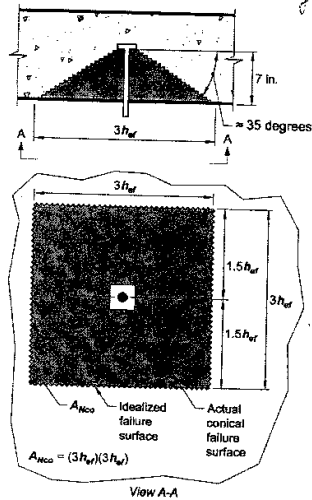
$$N_{cb} \geq 1.2 N_{sa}$$

según la subsección 12.2.3.4.3(a)

En este caso $k_c = 10, \lambda_a = 1.0$

$$\frac{A_{nc}}{A_{nco}} = 1 \quad \Rightarrow \quad \psi_{c,N} = \psi_{cp,N} = 1.0$$

como la distancia al borde es mayor que $1.5 h_{ef}$, se cumple



$$c_{a, \min} > 1.5 h_{ef} \quad \text{entonces} \quad \Psi_{ed, N} = 1.0$$

4/5

Entonces:

$$N_b = 10(1.0) \sqrt{350} (17.8)^{1.5} = 14050 \text{ kgf}$$

$$N_{cb} = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 14050 = 14050 \text{ kgf}$$

$$\phi N_{cb} = 0.7 \times 14050 = 9835 \text{ kgf}$$

$$0.75 \phi N_{cb} = 0.75 \times 9835 = 7376.25 \text{ kgf} > N_{ua} = 5923.40 \text{ kgf}$$

$$N_{cb} = 14050 \text{ kgf} > 1.2 (2.15 \times 4080) = 10526.40 \text{ kgf} \quad \text{Verificación}$$

4. Capacidad por desprendimiento del concreto (pullout)

$$(0.70) \phi N_{pm} > N_{ua} \quad (\text{Fórm. 17.4.3.1})$$

con 0.70 según 17.3.3(c)ii

y $\phi = 0.75$ según 17.2.3.4.4 [req. sísmico]

$$N_{pm} = \Psi_{c,p} N_p \quad (\text{Fórm. 17.4.3.1})$$

con $\Psi_{c,p}$ según 17.4.3.6

$$N_p \leq 8 A_{brg} F_c \quad (\text{Fórm. 17.4.3.4})$$

y se valida la condición $N_{pm} \geq 1.2 N_{ua}$ según la Subsección 17.2.3.4.3(a) i

En este caso se considera $\Psi_{c,p} = 1.0$ por loza perivada en el Estado Límite de Servicio

$$\text{Entonces } (0.70) 0.75 \times 11813.20 = 6201.93 > 5923.40 \quad \checkmark$$

$$0.75 (4.22) (350) = 11816 \text{ kgf} > 1.2 (2.15 \times 4080) = 10526.40 \text{ kgf} \quad \text{Verificación}$$

5. Descasamiento del concreto (side-face blowout)

según la sección 17.4A.

En este caso el anclaje está localizado lejos del borde de la losa; $c_{a1} \geq 0.4 h_{ef}$ y por tanto no se considera.

6. Hardinientos del concreto (sección 17.7.2)

En este ejemplo, el anclaje preinstalado no está próximo a un borde, y tampoco se aplica torque al anclaje. Por lo tanto no se considera.

Conclusion

<u>Modalidad de falla</u>	<u>Relación $N_u/\phi N_{teórico}$</u>
Anclaje, $\phi N_{sa} = 6579 \text{ kgf}$	$5923.40/6579 = 0.90$
Rotura del concreto, $0.75\phi N_{cb} = 7376.25$	0.80
Desmenuamiento del concreto, $0.75\phi N_{pm} = 6201.93$	0.95
No aplican ni descascaramiento ni hardinientos del concreto	

La capacidad resistente del anclaje está determinada por la resistencia al desmenuamiento del concreto (concreto pulvert) y es de 6200 kgf.