

Paper ... - PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE PILOTES PERFORADOS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN NUEVAS NORMATIVAS

Donini, Hugo; Orler, Rodolfo
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco

Email: hugo.donini@gmail.com

ABSTRACT: El objetivo del presente artículo es efectuar una serie de recomendaciones para el proyecto y cálculo de pilotes perforados de hormigón armado en ambientes marinos destinados a la infraestructura de terminales portuarias. Para ello se han recogido las principales especificaciones correspondientes a normativas como el Reglamento CIRSOC 201-05, el código ACI 357-16, ACI 357R-84, ACI 543-12, UFC 2017, EM 1110-2-2906, ACI 350-06 y AASHTO LRFD-14, adecuándolas a las metodologías constructivas argentinas. Adicionalmente, se incorporan algunos comentarios para el proyecto de dichas estructuras y se analiza el cálculo de las armaduras según los criterios modernos de durabilidad para el hormigón, concluyendo con una serie de requerimientos mínimos para asegurar la durabilidad de estas estructuras y con la necesidad de generar un digesto que establezca una guía en la elaboración de proyectos portuarios y de buenas prácticas constructivas en las obras que se ejecutan en ese ámbito.

1 INTRODUCCIÓN

Los pilotes desarrollan su resistencia mediante la punta y/o el fuste, a través de la fricción de contacto con el material del suelo que los rodea. Cuando la zona extrema del pilote alcanza un estrato como la roca, no se considera la resistencia friccional, de forma tal que el pilote trabaja sólo por punta, como una columna. No ocurre de igual manera para el caso de estratos de suelo compuestos por limos o arcillas. De acuerdo a su orientación, suele clasificárselos en verticales o inclinados, estos últimos especialmente diseñados para absorber esfuerzos horizontales importantes. Según su metodología constructiva se pueden distinguir las siguientes clases de pilotes:

- 1) Prefabricados:
 - a) En fábrica.
 - b) En obra.
 - 2) Hormigonados in situ:
 - a) Con camisa metálica: pueden ser con camisa perdida o recuperable.
 - b) Excavados.
- Por su sección, se los construye cuadrados o circulares.

2 Especificaciones para el hormigón armado de pilotes en ambiente marino

2.1 Condiciones de exposición

El Reglamento CIRSOC 201-05 hace referencia a la clase de exposición ambiental para definir las medidas preventivas de protección, realizando una clasificación similar a la efectuada por el anterior CIRSOC 201 M "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado para Obras Privadas Municipales" y no al Código ACI 318. En las Tablas 2.1 y 2.2 del citado Reglamento se indican dos tipos de exposiciones, una general que afecta la durabilidad de la estructura por corrosión de las armaduras, y otra específica, donde se hace referencia a acciones físico - químicas. En particular para obras marinas, se especifican los ambientes M1, M2 y M3 cuyo principal proceso de corrosión es el generado por cloruros.

1	2	3	4	5	6
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
C L	Humedo o sumergido, con cloruros de origen diferente del medio marino		Corrosión por cloruros	• Superficies de hormigón expuestas al rocío o a la fluctuación del nivel de agua con cloruros • Hormigón expuesto a aguas naturales contaminadas por desechos industriales	• Piletas de natación sin revestir • Fundaciones en contacto con aguas subterráneas • Cisternas en plantas potabilizadoras • Elementos de puentes
M 1	Al aire		Corrosión por cloruros	• A más de 1 km. de la línea de marea alta y contacto eventual con aire saturado de sales	• Construcciones alejadas de la costa pero en la zona de influencia de los vientos cargados de sales marinas ("")
M 2	Al aire		Corrosión por cloruros	• A menos de 1 km. de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales	• Construcciones próximas a la costa.
M 3	Sumergidos		Corrosión por cloruros	• Sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas.	• Estructuras de defensas costeras • Fundaciones y elementos sumergidos de puentes y edificios en el mar
M 3	Sumergidos		Corrosión por cloruros	• En la zona de fluctuación de mareas o expuestos a salpicaduras del mar	• Estructuras de defensas costeras, fundaciones y elementos de puentes y edificios

Tabla 1: Tabla 2.1 del Reglamento CIRSOC 201-05 con las exposiciones ambientales marinas [9]

Como complemento a las exposiciones citadas, el ACI 357R-84 indica tres zonas de exposición asociadas a las variaciones del nivel de la marea y las olas: zona sumergida (M2 para el CIRSOC 201-05), zona de salpicaduras del mar (M3) y zona atmosférica (M1).

2.2 Resistencias mínimas del hormigón armado para pilotes en ambiente marino

La resistencia de un hormigón permitirá establecer las condiciones para su diseño, así como la capacidad de éste a absorber esfuerzos externos y su deformabilidad ante cargas y acciones externas. El Reglamento CIRSOC 201-05 especifica resistencias mínimas a compresión para cada tipo de hormigón, según la Tabla 2 y las condiciones de exposición a las que se encuentra sometida la estructura. Es necesario recordar, que el cambio observado en la especificación de resistencias (f'_c) respecto de las anteriores (σ'_{bk}), se debe a que corresponden a las resistencias características de rotura a compresión, pero con un cuantil del 10% (90% de probabilidad de ser superado por los resultados de todos los ensayos). Al respecto, cabe recordar que en el Reglamento CIRSOC 201-82 se definía la resistencia con un cuantil del 5%. Por ello, la resistencia especificada según el nuevo CIRSOC es entre 3 y 5 MPa mayor que el valor de la característica definida en el CIRSOC 201-82.

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 ⁽²⁾	C 2 ⁽²⁾	Q 1	Q 2	Q 3 ⁽³⁾
a) Razón a/c máxima ⁽¹⁾										
Hormigón simple	----	----	----	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) f'_c min (MPa)										
Hormigón simple	----	----	----	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si

(1) Cuando se use cemento pórtland más una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora, se podrá reemplazar la razón **agua/cemento** (a/c), por la razón **agua/material cementicio** [a/(c+x)], que tenga en cuenta la suma del cemento pórtland (c) y la cantidad de la adición mineral (x), cuando se trate de puzolanas según norma IRAM 1668:1968 o de escorias según norma IRAM 1667:1990.
(2) Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en la Tabla 5.3..
(3) Cuando corresponda se debe proteger a la estructura según 2.2.5.2.c3 ó 2.2.10.3.

Tabla 2: Exposición de las estructuras y relaciones a/c y (f'_{cmin}) [9]

Según la clasificación especificada por el ACI 357R-84, se indican las máximas razones a/c y resistencias mínimas del hormigón en la Tabla 3. Como puede observarse, para la zona sumergida (M2) existe coincidencia, mientras que para la zona de salpicaduras (M3) el Reglamento CIRSOC 201-05 es más exigente en cuanto a la resistencia mínima, situación que se invierte para la exposición atmosférica, donde se requiere un hormigón de 30 MPa y una relación máxima a/c superior.

Zona de exposición	Máxima razón a/c	Resistencia mínima (f'_c)
Sumergida (M2)	0,45	35 MPa
Salpicadura (M3)	0,40	35 MPa
Atmosférica (M1)	0,40	35 MPa

Tabla 3: Máximas relaciones a/c y resistencias mínimas del hormigón según ACI 357R-84 (adaptado de [4])

El contenido mínimo de cemento especificado por el ACI 357R-84 es de 357 kg/m³. El ACI 543-12 indica un contenido mínimo de cemento de 335 kg/m³ para tener en cuenta consideraciones asociadas a la durabilidad. Para ambientes marinos, se indica un valor de 390 kg/m³. Para hormigón estructural convencional se especifica un máximo de 445 kg/m³.

2.3 Recubrimientos mínimos para pilotes de hormigón armado en ambiente marino

Los recubrimientos mínimos especificados por el Reglamento CIRSOC 201-05 para elementos de hormigón armado colocado en obra se reproducen en la Tabla 4, para las clases de exposición A1 y A2.

Condición	Recubrimiento mínimo en mm
(a) ☐ Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza, indicado en el artículo 5.6.2.1.)	50
(b) Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre ☐ para barras con $d_b > 16$ mm ☐ para barras y alambres con $d_b \leq 16$ mm	35 30
(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo: Losas, tabiques, nervaduras: ☐ para barras con $d_b > 32$ mm ☐ para barras y alambres con $d_b \leq 32$ mm Vigas, columnas: ☐ para armadura principal ☐ para estribos abiertos y estribos cerrados ☐ para zunchos en espiral Cáscaras y placas plegadas: ☐ para barras con $d_b > 16$ mm ☐ para barras y alambres con $d_b \leq 16$ mm	30 20 pero $\geq d_b$ d_b pero ≥ 20 y ≤ 40 20 40 20 15

(*) Para las clases de exposición A3, Q1 y C1 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 30 %
Para las clases de exposición CL, M1, M2, M3, C2, Q2 y Q3 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 50 %.

Tabla 4: Recubrimientos mínimos para clases de exposición A1 y A2 [9]

Para el caso de estructuras marítimas bajo condiciones de exposición M1, M2 y M3 deben ser incrementados en un 50%, lo cual lleva los recubrimientos para hormigón colocado en fundaciones a 75 mm. Este valor de recubrimiento está asociado a una vida útil de 50 años con mínimo mantenimiento y coincide con las indicaciones del ACI 543-12 para pilotes hormigonados in situ (cast in situ - CIS). No obstante, para pilotes hormigonados con camisa metálica perdida (cast in place - CIP) el ACI 543-12 permite recubrimientos de 40 mm. Estas camisas deben verificar una serie de especificaciones de dicha norma. Sin embargo, la durabilidad de las camisas en ambiente marino así como de los métodos de protección de las mismas y su mantenimiento, hacen que dicho valor a criterio de los autores sea reducido.

A modo de comparación, el Proyecto de Reglamento CIRSOC 802-16 establece los recubrimientos para armaduras no protegidas en puentes carreteros según lo indicado en la Tabla 5, asociados a una vida útil de 75 años. Para elementos expuestos directamente al agua salada, el recubrimiento mínimo es de 90 mm. El mencionado Proyecto de Reglamento permite que dichos recubrimientos sean modificados de acuerdo a la relación agua/cemento (a/c), siendo el factor de modificación para una relación $a/c \leq 0,5$ de 0,8, y para una relación $a/c \geq 0,50$, de 1,2. Este factor tiene en cuenta la menor permeabilidad asociada con una menor relación a/c. Es necesario aclarar que los recubrimientos mínimos del Proyecto de Reglamento CIRSOC 802-16 no coinciden con los especificados por el AASHTO LRFD-14 debido a que el primero mide el recubrimiento hasta el borde exterior de los estribos abiertos, estribos cerrados, o zunchos en espiral, si la armadura transversal envuelve a la armadura principal; hasta la capa exterior de la armadura, si se emplea una o más capas sin estribos cerrados o abiertos; o hasta los dispositivos metálicos de los extremos o hasta las vainas de los cables de postesado. El AASHTO LRFD-14 lo hace hasta la armadura principal. En caso de emplear relaciones $a/c < 0,5$, el recubrimiento coincidiría con el especificado por otros reglamentos para vidas útiles menores, lo cual indica la diversidad de especificaciones.

Situación	Recubrimiento [mm]
Exposición directa al agua salada	90
Hormigonado contra el suelo	65
Ubicaciones costeras	65
Exposición a sales anticongelantes	50
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	50
Otras situaciones exteriores	40
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras $d_b \leq 32$	30
• Barras con $d_b > 32$ mm	40
Losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras $d_b \leq 32$	30
• Barras con $d_b > 32$ mm	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	40
• Ambientes corrosivos	65
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	40
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	40
• Ambientes corrosivos	
○ En general	65
○ Armadura protegida	65
• Cáscaras	40
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	65

Tabla 5: Recubrimientos para armaduras no protegidas en puentes carreteros según CIRSOC 802-16 [11]

3 Recomendaciones para el cálculo estructural de pilotes de hormigón armado en ambiente marino

3.1 Combinación de estados de carga

En las combinaciones de estados de carga, tanto últimas como de servicio, existen los coeficientes y factores de carga indicados en el EM 1110-2-2104 [13], en el Art. 3-5 de la norma Design: Piers and Wahveres del U.S. Army Corps of Engineers [18] (Tabla 6), en el ACI 357-14 [5] o bien en el ACI 357R-84 [4], que resultan de aplicación a estructuras portuarias y permiten efectuar el cálculo resistente. No obstante, no todas coinciden en los factores de mayoración para cargas como es el caso de las generadas por efectos del oleaje o maniobras de atraque. A modo de ejemplo, el ACI 357 establece las siguientes combinaciones mínimas:

$$U = 1,2 (D+T) + 1,6 L_{\text{máx}} + 1,3 E_0$$

$$U = 1,2 (D+T) + 1,2 L_{\text{máx}} + \gamma_L E_{\text{máx}}$$

$$U = 0,9 (D+T) + 0,9 L_{\text{mín}} + \gamma_L E_{\text{máx}}$$

donde:

$L_{m\acute{a}x}$ = sobrecarga máxima

$L_{m\acute{i}n}$ = sobrecarga mínima

E_0 = cargas ambientales de frecuente ocurrencia (por ej., mensualmente)

$E_{m\acute{a}x}$ = cargas ambientales extremas

Para el caso de olas más corrientes más viento, el coeficiente (γ_L) asume el valor de 1,3. Adicionalmente, varias de las normas mencionadas indican que las cargas factorizadas deben ser incrementadas por un coeficiente adicional según se desarrollará posteriormente, destinado a mejorar las condiciones de servicio.

Combinación	U0	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
D ^a	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,0+k	1,0-k	1,2	1,2
(Lc+I)Lu	-	1,6 ^b	-	1,6 ^b	-	1,6 ^b	0,1	-	1,6 ^b	1,0
B	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	0,9	1,2	1,2
Be	-	-	1,6 ^c	-	-	-	-	-	-	-
C	-	-	1,2	1,2	1,2	1,2	-	-	-	1,2
H ^d	-	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,0	1,0	1,6	1,6
Eq	-	-	-	-	-	-	1,0	1,0	-	-
W	-	-	-	-	1,0	-	-	-	-	1,0
M	-	-	-	-	-	1,6	-	-	-	-
R+S+T	-	-	-	1,2	-	-	-	-	-	-
Ice	-	-	-	0,5	-	-	-	-	1,0	1,0

Referencias:

- 0,9 para la verificación de elementos estructurales con mínima carga normal y máximo momento.
 - 1,3 para la máxima carga de un camión grúa.
 - Atraque accidental: 1,2 estructura soporte, 1,0 componentes de defensas elásticas.
 - Cuando el efecto de H resiste el efecto de carga variable primaria, se incluirá un factor de carga de 0,9 para H donde H es permanente y se considerará cero a H para todas las demás condiciones.
- D = peso propio.
 L_u = sobrecarga (uniforme).
 L_c = sobrecarga (concentrada).
I = carga por impacto.
B = carga flotantes.
H = cargas debidas a la presión de suelos laterales o aguas subterráneas.
 B_e = cargas debido a maniobras de atraque.
C = cargas por corrientes incidentes sobre la estructura.
Eq = cargas por efectos sísmicos.
k = 50% de la aceleración máxima del suelo (PGA).
 $k' = 0,7k = (0,7)(0,5)PGA = (0,35)PGA$.
W = carga por viento u olas sobre la estructura.
M = cargas por amarre.
R = cargas por fluencia lenta.
S = contracción.
T = carga por efectos de la temperatura.
Ice = carga por nieve o hielo.

Tabla 6: Factores de combinación de cargas últimas según el U.S. Army Corps of Engineers (adaptado de la referencia [18])

3.2 Cálculo estructural

Respecto al cálculo de los pilotes, normalmente resulta necesario su verificación al pandeo, considerándose en general como empotrados elásticamente en la zona definida según la longitud (L_e), o bien empotrados o articulados en la parte superior, de acuerdo a la rigidez del cabezal. Al respecto, la Norma AASHTO LRFD-04 [1], indica

que cualquier porción de un pilote que no tenga un apoyo lateral adecuado para impedir el pandeo, debe ser diseñado con los conceptos dados para evitar el mismo. En general se considera que estos sectores comprenden los tramos del pilote ubicados por encima del nivel de socavación previsto hasta su vinculación con el cabezal respectivo. Los sistemas cabezal-pilotes, resultan en general sistemas desplazables. La verificación a pandeo adquiere mayor relevancia cuando se encuentra en presencia de estructuras portuarias, caracterizadas por grandes longitudes en sus pilotes, por la acción de esfuerzos horizontales generados por el impacto de embarcaciones y por cargas verticales transmitidas por la superestructura, a su vez, afectada por importantes sobrecargas. Especial énfasis debe ponerse en el análisis de los desplazamientos horizontales.

Según el AASHTO LRFD-14 los pilotes perforados pueden ser una alternativa económica frente a las fundaciones con zapatas o pilotes hincados, particularmente cuando no es posible construir zapatas sobre un estrato de suelo o roca adecuado a una profundidad razonable o cuando no es viable utilizar pilotes hincados. De acuerdo con el mecanismo principal del cual derivan su resistencia a las cargas, los pilotes perforados se clasifican ya sea como pilotes perforados flotantes (friccionales), es decir pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia lateral, o bien como pilotes perforados de punta, es decir pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia de punta.

El método constructivo puede afectar la resistencia del pilote perforado y debería ser considerado como parte del proceso de cálculo. Los pilotes perforados pueden ser construidos empleando el método seco, con camisa perdida o recuperada, o húmedo, o bien una combinación de los mismos. En la actualidad, existe una tendencia a la ejecución de pilotes con camisa metálica. Los pilotes ejecutados con camisa recuperable se realizan perforando el terreno con una camisa metálica recuperable cuya función es la de contener las paredes de la perforación. Mientras se ejecuta esta tarea, se procede a extraer el material del suelo mediante un elemento de perforación que puede ser modificado en función de las características del suelo. Luego de la colocación de las armaduras y del hormigonado, se procede a extraer la camisa metálica.

3.3 Transferencia de cargas de un pilote al suelo

El mecanismo de transferencia de cargas al suelo por parte de un pilote puede ser por punta o por fricción, lo cual condiciona el diseño de su sección y/o su longitud. En Argentina es habitual que la resistencia de punta y/o fricción de un suelo sea expresada en condiciones admisibles, por lo que los

estados de carga sobre la estructura deberán ser analizados en condiciones de servicio. La relación entre la capacidad de carga admisible de un pilote y la última, puede establecerse mediante la ecuación (1).

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{\gamma} \quad (1)$$

donde:

Q_{adm} = capacidad de carga admisible del pilote.

Q_u = capacidad de carga última del pilote.

γ = coeficiente de seguridad, cuyo valor generalmente varía entre 2,5 y 4 dependiendo de las incertidumbres de la determinación de la carga última [8].

La resistencia de punta se materializa en presencia de materiales rocosos, siendo necesario en ese caso, que la longitud del pilote alcance dicho estrato, por lo que se suelen denominar pilotes de punta. La resistencia por fricción se desarrolla por el contacto del fuste del pilote con los suelos adyacentes. Esta resistencia puede deberse a la adhesión (en caso de suelos cohesivos) o por fricción (en caso de suelos granulares). No obstante lo antedicho, la experiencia, el criterio y la consulta del especialista en geotecnia, son relevantes para garantizar la capacidad resistente de un pilote y su mecanismo de transferencia de carga al suelo. Esto se logra mediante una correcta combinación de estudios de suelo, ensayos de laboratorio, ensayos in situ, métodos de cálculo analítico y ensayos de carga. Es posible numerar múltiples variables que modifican la resistencia de punta y de fuste de un pilote:

- Variaciones estratigráficas de las resistencias de punta y fuste y sus relaciones.
- Resistencia al corte de los suelos.
- Rigideces relativas entre el pilote y los estratos del suelo.
- Metodología constructiva del pilote.
- Sección, longitud y orientación del pilote y del conjunto de los mismos.
- La diferencia entre la resistencia de un pilote individual y la de un grupo de pilotes.
- La capacidad de los estratos subyacentes para soportar la carga del grupo de pilotes.
- La interacción con las estructuras adyacentes.
- Posibilidad de erosiones.
- Posibilidad de la existencia de fricción negativa.

El ablandamiento, aflojamiento u otros cambios en las condiciones del suelo y la roca atribuibles al método constructivo utilizado podrían provocar una reducción de la capacidad de los pilotes perforados y un aumento de su desplazamiento. Es importante indicar la condición de contacto del suelo con el hormigón del pilote o la camisa metálica (sea para el caso de camisas perdidas o recuperables), debido a que la resistencia por fuste para la determinación de

la reacción por fricción experimenta variaciones. Esto adquiere mayor relevancia en caso que el pilote conste de dos porciones, con y sin camisa metálica.

Existen variados estudios y expresiones de cálculo de la capacidad última de carga de los pilotes, sea por punta o por fricción, entre los que se pueden mencionar los de Terzaghi (1943), De Beer (1945), Skempton et al. (1953), Brinch Hansen (1961), Woodward et al. (1972), Janbu (1976), Meyerhof (1976), Whitaker (1976), Vésic (1977), Coyle y Castello (1981), Tomlinson (1981-1987), entre muchos otros. En este sentido, el AASHTO LRFD-14 y otras fuentes bibliográficas indican una serie de métodos semiempíricos para la determinación de la capacidad resistente última de los pilotes tanto por fricción como por punta que pueden ser utilizados como complemento a los ensayos in situ.

3.4 Análisis de un pilote como viga sobre lecho elástico frente a cargas horizontales

En 1960, Matlock y Reese [15] establecieron un método para determinar esfuerzos y desplazamientos de un pilote cargado lateralmente y con un momento flector inmerso en un suelo de tipo granular (Figura 1). De acuerdo al modelo de Winkler, es posible reemplazar al suelo por una serie de resortes elásticos independientes e infinitesimalmente cercanos, de forma que el comportamiento elástico (k) es directamente proporcional a la presión ejercida sobre el suelo e inversamente proporcional a la deformación según lo indica la ecuación (2).

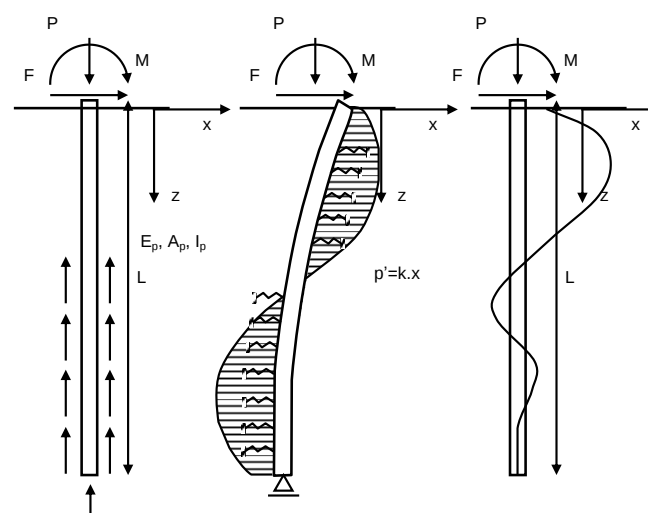


Figura 1: Pilote bajo la acción de cargas laterales interpretado como una viga sobre lecho elástico según el modelo de Matlock y Reese (elaboración propia)

$$k = p' / x \quad (2)$$

donde:

k = coeficiente de balasto

p' = presión sobre el suelo

x = deformación

Empleando la teoría de la viga sobre lecho elástico es posible escribir la relación entre el momento flector (M) y la deformación (x) de la viga.

$$M = E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^2 x}{dz^2} \quad (3)$$

siendo:

x = deformada en un punto dado.

z = profundidad analizada.

M = momento flector actuante sobre el pilote en su extremo superior.

E_p = módulo elástico del pilote.

I_p = momento de inercia del pilote.

De igual forma, las expresiones de corte (V) y presión (p) resultan.

$$V = E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^3 x}{dz^3} \quad (4)$$

$$p = E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 x}{dz^4} \quad (5)$$

$$\frac{dV}{dz} = \frac{d^2 M}{dz^2} = p' \quad (6)$$

$$\frac{d^2 M}{dz^2} = - \frac{d^4 x}{dz^4} \quad (7)$$

Reemplazando en la ecuación (3):

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 x}{dz^4} = p' \quad (8)$$

Basándose en el modelo de Winkler:

$$p' = -k_z \cdot x \quad (9)$$

donde el signo negativo representa la oposición del suelo a la deformación del pilote y combinando esta última ecuación con la (8) se obtiene:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 x}{dz^4} + kx = 0 \quad (10)$$

La ecuación (10) conduce a una serie de expresiones que permiten resolver la deflexión, pendiente, momento, corte sobre el pilote y reacción del suelo a cualquier profundidad (z) analizada. También se obtiene de la solución, la denominada longitud característica o también llamada longitud libre equivalente del pilote (L_e).

$$L_e = 5 \sqrt{\frac{E_p \cdot I_p}{n_h}} \quad (11)$$

donde:

n_h = constante de proporcionalidad para suelos granulares.

Este coeficiente tiene en cuenta el comportamiento de los suelos no cohesivos, en donde la rigidez del suelo se incrementa con el aumento de la profundidad debido al confinamiento de los estratos inferiores. Por ello suele asumirse una variación lineal de (K_s) calculada en función de (12).

$$K_s = n_h \cdot z / D \quad (12)$$

donde:

z = profundidad de embebimiento del pilote, en m.

D = diámetro del pilote, en m.

Uno de los tantos elementos para determinar la longitud total de un pilote suele darse en base a la longitud libre equivalente (L_e) de acuerdo a lo desarrollado anteriormente. Otra expresión extendida para obtener su valor es la de Davisson y Robinson, indicada como (13).

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p}{D \cdot K_s}} \quad (13)$$

con:

E_p = módulo elástico del pilote.

I_p = momento de inercia del pilote.

D = diámetro del pilote.

K_s = coeficiente de balasto.

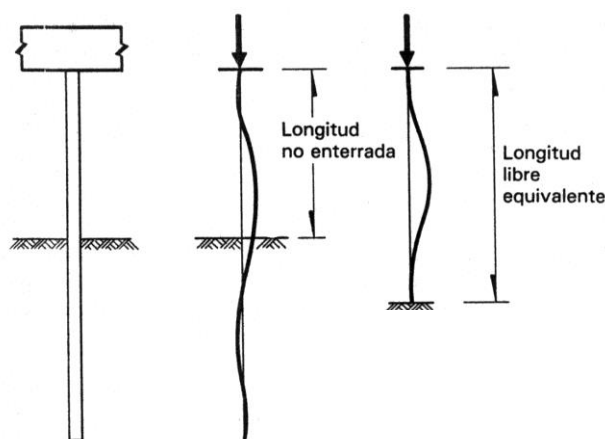


Figura 2: Pilote flexible y pilote de longitud equivalente [2]

Al respecto, el ACI 543-12 [6] publica la Tabla 7 con valores orientativos de la constante de proporcionalidad (n_h) para arenas.

Tipo de suelo	η_h (KN/m ³)
Arena (*) y limos	
Suelta	407
Media	2710
Densa	8140
Limo orgánico	109 a 814
Turba	54

Referencia:

(*) Los valores dados para suelos granulares son conservadores. Valores más elevados requieren justificación mediante ensayos de carga lateral (Davisson, 1970).

Tabla 7: Valores orientativos de la constante de proporcionalidad (η_h) según ACI 543-12 (adaptado de [6])

Según el comentario C10.7.3.13.4 del AASHTO LRFD-14 y el art. 4.3.4 del ACI 543-12, la profundidad (L_e) hasta el punto donde se asume que el pilote está empotrado se puede adoptar para arcillas preconsolidadas según la ecuación (14) y para el caso de arcillas cargadas normalmente, suelos granulares, limos y turbas la expresión (15) [2].

$$L_e = 14.4 \sqrt{\frac{E_p I_p}{E_y}} \quad (14)$$

$$L_e = 18.5 \sqrt{\frac{E_p I_p}{\eta_h}} \quad (15)$$

con:

L_e = longitud elástica equivalente, en mm.

I_p = momento de inercia de la sección del pilote, en mm⁴.

η_h = coeficiente de proporcionalidad, en MPa/mm.

E_y = módulo elástico para las arcillas = 67 S_u , en MPa.

S_u = resistencia al corte no drenada de las arcillas, en MPa.

Este procedimiento se tomó de Davisson y Robinson (1965). Según el AASHTO LRFD-14, las ecuaciones (14) y (15) tomadas de [12] asumen que la condición de carga es exclusivamente axial y también se asume que los pilotes están empotrados en sus extremos. Debido a que las ecuaciones calculan la profundidad hasta el empotramiento a partir de la superficie del terreno, el proyectista deberá determinar las condiciones de borde en la parte superior del pilote a fin de determinar la longitud sin apoyo lateral del mismo. Prakash y Sharma (1990) [16] estudiaron el efecto de la distancia entre pilotes sobre el módulo del suelo y hallaron que cuando las separaciones son mayores que 8 veces el ancho del pilote los vecinos no afectan el módulo del suelo o la capacidad resistente a pandeo. Sin embargo, para separaciones iguales a 3 veces el ancho del pilote el

módulo efectivo del suelo se reduce al 25 por ciento del valor aplicable a uno individual. Para separaciones intermedias los valores del módulo se pueden estimar por interpolación [2]. Considerando las limitaciones indicadas y las precauciones en su uso, con las expresiones (13), (14) y (15) es posible encontrar un valor de la profundidad para el cual el pilote puede considerarse empotrado elásticamente y verificar su condición de pandeo. De acuerdo a la longitud de penetración dentro del terreno, se distinguen dos posibilidades:

1) Que $L > 3,5$ ó $4 L_e$, en cuyo caso su comportamiento es el de una viga flexible, y debe modelárselo a través de resortes con un coeficiente calculado a partir de:

$$K = K_h \cdot s \cdot D \quad (16)$$

donde:

K_h = coeficiente de balasto.

s = separación de los resortes.

D = diámetro del pilote.

2) Que $L < 2 L_e$, en cuyo caso, el comportamiento es el de una pieza rígida respecto del suelo, con una falla por rotación del pilote respecto del terreno, llevando el suelo a la plastificación.

3.5 Excentricidades accidentales y longitudes de pandeo

Cada código indica una metodología para el cálculo de las excentricidades accidentales que puede experimentar un pilote en el proceso constructivo y que afecta el cálculo de los momentos flectores y por ende de las esbelteces a pandeo. El ACI 543-12 establece que todos los pilotes deben ser diseñados considerando los momentos externos generados por cargas pero estos no pueden ser menores a los ocasionados por una excentricidad mínima del 5% del diámetro o ancho del pilote. A modo de comparación, el Reglamento CIRSOC 201-82 establecía como excentricidad accidental un valor de $s_K/300$, donde s_K resulta la longitud de pandeo de la pieza.

De acuerdo al Art. 4.3.4 del ACI 543-12, la porción del pilote que se extiende en el aire, el agua o en zonas del suelo extremadamente blandas debe ser considerada sin soporte lateral. Para el cálculo a pandeo, pueden emplearse las especificaciones del ACI 318, multiplicando la longitud sin soporte lateral del pilote (l_u) por el valor apropiado del coeficiente de longitud efectiva (K).

3.6 Efecto del grupo de pilotes en modelos computacionales

Varios códigos recomiendan efectuar una reducción del módulo efectivo del suelo por acción conjunta de los pilotes en caso de existir una reducida

separación en la ejecución de los mismos. Existen estudios que avalan que para separaciones de más de 8 veces el diámetro del pilote, tal interferencia no afecta la capacidad para resistir el pandeo. Es aconsejable efectuar la consulta del Art. 10.7.3.13.4 de la AASHTO LRFD-14 o bien del código ACI 543-12, así como los ensayos necesarios para evaluar este fenómeno de forma de incorporarlo a la modelación conjunta de los mismos.

3.7 Cálculo de las armaduras de los pilotes en ambiente marino

El cálculo de las armaduras de los pilotes, se encuentra estrechamente vinculado al control de la fisuración. Para lograr un control de la fisuración, la mayoría de los códigos internacionales buscan limitar o reducir las tensiones en condiciones de servicio que experimentan las armaduras. El código ACI 357R-84 indica distintos valores límite que deben tener las armaduras para condiciones de servicio y constructivas (Tabla 8).

Etapas	Combinación de cargas (*)	Tensiones de servicio máximas
Constructiva: cuando la fisuración en la etapa constructiva resulta perjudicial para toda la estructura	Todas las cargas sobre la estructura durante la etapa constructiva	$f_s \leq 160 \text{ MPa}$
Constructiva: cuando la fisuración en la etapa constructiva no resulta perjudicial para toda la estructura	Todas las cargas sobre la estructura durante la etapa constructiva	$f_s \leq 210 \text{ MPa}$ $f_s \leq 0,6 f_y$
Construcción	Todas las cargas sobre la estructura durante el transporte y colocación	$f_s \leq 160 \text{ MPa}$
Emplazamiento marino	$D + L + E_0$	$f_s \leq 120 \text{ MPa}$
Emplazamiento marino	$D + L + E_{\text{máx}}$	$f_s \leq 0,8 f_y$

(*) D = peso propio

L = sobrecarga

E_0 = cargas medioambientales frecuentes (por ej., con recurrencia mensual)

$E_{\text{máx}}$ = cargas medioambientales extremas

Tabla 8: Tensiones máximas en condiciones constructivas y de servicio en estructuras marinas según ACI 357R-84 (adaptado de [4])

El uso de valores límite para las tensiones de servicio de las armaduras, coincide con el criterio del EM 1110-2-2906 (art. 4.2.d) y el ACI 350-06 (Capítulo 9 y 10), por los cuales se afecta de un coeficiente hidráulico (H_f) o bien de durabilidad (S_d), respectivamente. La aplicación de estos factores adicionales tiende a reducir las tensiones en condiciones de servicio a las que se pueden ver afectadas las armaduras bajo las condiciones de aplicación del CIRSOC 201-05 (ACI 318-14), y consecuentemente, las transmitidas al hormigón. Para los casos de flexión y compresión que pueden experimentar los pilotes, el valor indicado por el EM 1110-2-2906 para H_f es de 1,3 veces lo obtenido por cargas mayoradas del ACI 318-14 o CIRSOC 201-05. En particular, el ACI 350-06 propone para el cálculo del coeficiente de durabilidad (S_d), las siguientes expresiones:

$$S_d = \frac{\phi \cdot f_y}{\gamma \cdot f_s} \geq 10 \quad (17)$$

donde:

ϕ = factor de reducción de resistencias

f_y = tensión de fluencia del acero

f_s = tensión del acero para cargas de servicio

γ = cargas factorizadas / cargas sin factorizar

Los valores de (f_s) utilizados en la ecuación del coeficiente de durabilidad se calculan de la siguiente forma:

a) Tensiones por flexión

La tensión (f_s) calculada para la armadura más cercana a la cara traccionada en condiciones de servicio, no debe exceder el valor dado por las siguientes expresiones, ni debe exceder un máximo de 250 MPa. En condiciones de exposición medioambiental normal según se define más adelante, la tensión máxima (f_s) bajo cargas de servicio que pueden alcanzar las armaduras se calcula de la forma:

$$f_{s,\text{máx}} = \frac{56000}{\beta \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b / 2)^2}} \quad (18)$$

sin necesidad que sea menor a 140 MPa para losas armadas en una dirección, ni menor a 165 MPa para losas armadas en dos direcciones.

con:

s = separación horizontal entre los centros de las barras, o alambres, de la armadura traccionada más cercana a la cara más traccionada del elemento, en mm.

d_b = diámetro nominal de una barra, alambre o cordón de pretensado, en mm.

β = factor de amplificación del gradiente de deformaciones unitarias.

$$\beta = \frac{h - c}{d - c} \quad (19)$$

c = distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro calculada bajo cargas de servicio.

Como simplificación de la expresión anterior, se permite utilizar (β) igual a 1,2 para $h \geq 400 \text{ mm}$ e igual a 1,35 para $h < 400 \text{ mm}$. En condiciones de exposición medioambiental severa, la tensión máxima (f_s) bajo cargas de servicio que pueden alcanzar las armaduras se calcula de la forma:

$$f_{s,\text{máx}} = \frac{45500}{\beta \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b / 2)^2}} \quad (20)$$

sin necesidad que sea menor a 115 MPa para losas armadas en una dirección y 140 MPa para losas armadas en dos direcciones. En las expresiones

anteriores, se puede utilizar como simplificación el valor 16000 para el término $4(50 + d_b/2)^2$. Para estructuras con requisitos de impermeabilidad, una condición de exposición medioambiental normal se define como exposición a líquidos con un pH mayor de 5,5, o exposición a soluciones que contengan sulfatos en cantidades de 1000 ppm o menos. La condición de exposición medioambiental severa ocurre cuando se exceden los límites que definen la condición de exposición medioambiental normal.

b) Tensiones por tracción directa o esfuerzos anulares de tracción en condiciones medioambientales normales: $f_{s,m\acute{a}x} = 140$ MPa.

c) Tensiones por tracción directa o esfuerzos anulares de tracción en condiciones medioambientales severas: $f_{s,m\acute{a}x} = 115$ MPa.

d) Tensiones por corte sobre armaduras en condiciones medioambientales normales: $f_{s,m\acute{a}x} = 165$ MPa.

e) Tensiones por corte sobre armaduras en condiciones medioambientales severas: $f_{s,m\acute{a}x} = 140$ MPa.

El coeficiente de durabilidad (S_d) debe adoptarse igual a 1,0 para las secciones controladas por compresión, armaduras de elementos pretensados, armaduras en zonas de anclajes de elementos postesados, independientemente de la exposición ambiental.

Esfuerzo absorbido por la armadura	ϕ	Clase de exposición ambiental	$f_{s,m\acute{a}x}$ (MPa)
Tracción directa	0.90	Normal	140
		Severa	115
Corte	0.75	Normal	165
		Severa	140
Flexión	0.90	Normal	$f_{s,m\acute{a}x} = \frac{56000}{\beta_s \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b/2)^2}} \leq 250$
		Severa	$f_{s,m\acute{a}x} = \frac{45500}{\beta_s \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b/2)^2}} \leq 250$
Flexión en losas unidireccionales	0.90	Normal	$140 \leq f_{s,m\acute{a}x} = \frac{56000}{\beta_s \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b/2)^2}} \leq 250$
		Severa	$115 \leq f_{s,m\acute{a}x} = \frac{45500}{\beta_s \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b/2)^2}} \leq 250$
Flexión en losas en dos direcciones	0.90	Normal	$165 \leq f_{s,m\acute{a}x} = \frac{56000}{\beta_s \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b/2)^2}} \leq 250$
		Severa	$140 \leq f_{s,m\acute{a}x} = \frac{45500}{\beta_s \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b/2)^2}} \leq 250$

Figura 3: Síntesis de las tensiones de servicio máximas admitidas por el ACI 350-06 (elaboración propia)

El código ACI 543-12 [5] establece a su vez que el diseño de cualquier pilote queda supeditado a la naturaleza del subsuelo, a la interacción del sistema suelo-pilote bajo la acción de cargas de servicio y a los métodos y medios de ejecución. El mismo código indica los coeficientes de reducción de resistencia a compresión (ϕ_c) que deben adoptarse para el cálculo de los pilotes de hormigón según el método de ejecución del pilote (Tabla 9). Adicionalmente, el ACI 543-12 establece una serie de ecuaciones para determinar la capacidad a

compresión y tracción simple. Todos los pilotes deben ser diseñados considerando los momentos externos generados por cargas pero estos no pueden ser menores a los ocasionados por una excentricidad mínima del 5% del diámetro o ancho del pilote.

Pile type	Compressive strength reduction factor ϕ_c	
	For use with factored loads based on Chapter 9 of ACI 318	For use with factored loads based on Appendix C of ACI 318
Concrete-filled shell, no confinement	0.60	0.65
Concrete-filled shell, confinement*	0.65	0.70
Uncased, plain or reinforced concrete†	0.55	0.60
Precast reinforced concrete or CIP reinforced concrete within shell	0.65	0.70
Pretensioned, prestressed reinforced concrete	0.65	0.70
Concrete-filled steel pipe	0.70	0.75

*Shell of 14 gauge minimum thickness (0.747 in. [1.9 mm]), shell diameter not over 16 in. (400 mm). For a shell yield stress (f_y) of 30,000 psi (210 MPa) minimum, C not over 5000 psi (35 MPa), noncorrosive environment, and the shell is not designed to resist any portion of axial load. The increase in concrete strength due to confinement should not exceed 54 percent.

†Auger-grout piles, where concreting takes place through the stem of a hollow-stem auger as it is withdrawn from the soil, cannot be internally inspected. The strength reduction factor may be appropriate, depending on the soil conditions and the construction and quality control procedures used. The designer should carefully consider the reliable grout strength testing methods and the minimum cross-sectional area of the pile, taking into account soil conditions and construction procedures. The addition of a central reinforcing bar extending at least 10 ft (3 m) into the pile is recommended, as this adds toughness to resist accidental bending and tension forces resulting from other construction activities.

Tabla 9: Coeficientes de reducción de resistencia (ϕ_c) [5]

Para pilotes sometidos a flexión sin compresión, o bien a flexión combinada con tracción, el coeficiente de reducción (ϕ_t) a adoptar para el diseño es igual a 0,9. Para el caso más usual, con la combinación de momentos flectores y cargas de compresión, el coeficiente de reducción recomendado por el ACI 543-12 es el indicado en la Tabla 9 como (ϕ_c). En caso de pilotes de hormigón armado, pretensado o con camisas metálicas sometidos a flexión pero en presencia de bajas cargas normales de compresión, el coeficiente de reducción (ϕ) puede incrementarse desde el valor de (ϕ_c) hasta el de (ϕ_t) con la metodología expuesta por el ACI 318-08 en el artículo 9.3.2.2. Aún para los pilotes sometidos a tracción directa, el coeficiente de reducción es igual a 0,9, aunque deberán acompañarse del momento generado por una excentricidad del 5% del diámetro o ancho del mismo. La verificación y cálculo a corte de los pilotes puede desarrollarse según lo indicado en el ACI 318-14 o bien CIRSOC 201-05.

3.8 Secciones mínimas y condiciones de armado

Como recomendaciones generales, se suele dar una profundidad mínima de penetración en el estrato resistente del orden de 4 ó 5 veces su diámetro, con valores normales que rondan desde los 5 m a los 15 m. Respecto de la sección del pilote, son valores típicos diámetros ubicados entre los 40 cm a los 80 cm, pudiendo encontrarse ejemplos de hasta 1,40 m, como es el caso de muelles o viaductos portuarios. En presencia de fuerzas horizontales de magnitud considerable, puede ser más eficiente recurrir a pilotes inclinados en donde la componente horizontal de los mismos equilibra la carga lateral.

Las recomendaciones indican el uso de armadura longitudinal de 4 barras como mínimo en secciones cuadradas y 6 barras como mínimo en las circulares. La armadura transversal con una hélice

mayor a 6 mm de diámetro con pasos menores a 30 cm o a 12 veces el diámetro longitudinal. El AASHTO-LRFD-14 establece como condiciones de armado un área de sección transversal mínima en la punta del pilote de 32300 mm². Además indica que el área de la armadura longitudinal no debe ser menor que 0,8% de (A_g), con armadura en espiral no menor que 10 mm con un paso de 150 mm. La armadura se debe prolongar 3000 mm por debajo del plano en el cual el suelo provee una restricción lateral adecuada. Las camisas de más de 3 mm de espesor se pueden considerar parte de la armadura. En los ambientes corrosivos, al determinar la resistencia se deberá restar como mínimo 1,5 mm del espesor [2]. Respecto de esta última especificación, no es recomendable considerar la sección de las camisas metálicas como parte de la armadura considerando la vida útil de las mismas cuando se encuentran expuestas a ambientes agresivos. El diámetro mínimo de los pilotes establecido por el ACI 543-12 es de 200 mm. El ACI 357 en cambio, establece que la sección mínima de la armadura longitudinal debe coincidir con lo indicado por el ACI 318.

3.9 Fricción negativa y métodos aproximados para el cálculo de la fuerza de arrastre

La fricción negativa consiste en el arrastre del pilote hacia abajo generando una fuerza contraria a la de fricción superficial. Los casos típicos en pilotes suelen presentarse en presencia de un estrato de arcillas compresibles, limos o turbas emplazadas sobre otro de naturaleza granular, presencia de rellenos de suelo recientemente colocados o con reducida compactación, depresiones del nivel freático, entre los más destacables para mencionar. El AASHTO LRFD-04 [1] establece en el Comentario C 10.7.1.4 que la fricción negativa es una carga mientras que la fricción superficial es una resistencia. Por ello, cuando se diseña para fricción negativa, las cargas de fricción no se deben combinar con las cargas temporarias. Por lo tanto, junto con las cargas de fricción negativa sólo es necesario incluir las cargas permanentes, siempre que las cargas temporarias sean menores que las cargas de fricción negativa. Las fuerzas de fricción negativa se pueden reducir aplicando una delgada capa bituminosa sobre la superficie del pilote [17]. Varios investigadores como Vesic (1977) o Bowles (1982) aluden al plano neutro para determinar la longitud del pilote afectada por las fuerzas de fricción negativa, hecho que se materializa en códigos y reglamentos de construcción. El plano neutro se define como el plano en el cual el asentamiento del pilote y el asentamiento del suelo son iguales. Por encima del plano neutro el suelo carga al fuste con fricción superficial negativa. Por debajo del plano neutro el pilote posee apoyo del suelo y en consecuencia la carga total del pilote

disminuye. Los métodos de cálculo tentativos para la fuerza de fricción negativa se clasifican según la posición del estrato generador del fenómeno. Para el caso de un relleno de arcilla sobre el suelo granular, el esfuerzo hacia abajo (f_n) sobre el pilote se calcula de la forma indicada por Bowles [7].

$$f_n = K' \cdot \sigma'_0 \cdot \tan \delta \quad (21)$$

con:

K' = coeficiente de presión del suelo = 1 – sen φ'.

φ' = ángulo de fricción efectivo.

σ'_0 = esfuerzo vertical efectivo a profundidad (z) = γ'_f · z.

γ'_f = peso específico efectivo del relleno.

δ = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo ≅ 0,5 a 0,7 φ'.

La fuerza de arrastre total sobre el pilote (Q_n) es la indicada en (22).

$$Q_n = \frac{\pi \cdot D \cdot K' \cdot \gamma'_f \cdot H_f^2 \cdot \tan \delta}{2} \quad (22)$$

siendo:

D = diámetro del pilote.

H_f = altura del relleno de arcilla.

Para el caso de un relleno de suelo granular sobre arcilla, la profundidad del plano neutro se encuentra a una distancia (L₁) según Bowles [7].

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \cdot \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\sigma'_0}{\gamma'} \right) - \frac{2 \cdot \sigma'_0}{\gamma'} \quad (23)$$

donde:

σ'_0 = esfuerzo vertical efectivo a profundidad H_f = γ'_f · H_f.

γ'_f = peso específico efectivo del relleno.

γ' = peso específico efectivo del estrato de arcilla inferior.

La fuerza de arrastre (f_n) resulta:

$$f_n = K' \cdot \sigma'_0 \cdot \tan \delta \quad (24)$$

donde:

K' = coeficiente de presión del suelo = 1 – sen φ'.

φ' = ángulo de fricción efectivo.

σ'_0 = esfuerzo vertical efectivo a profundidad (z) = γ'_f · H_f + γ' · z.

La fuerza de arrastre total sobre el pilote (Q_n) se obtiene de la ecuación (25) desde el nivel 0 hasta la profundidad del plano neutro (L₁).

$$Q_n = (\pi D K' \gamma'_f H_f \tan \delta) L_1 + \frac{L_1^2 \pi D K' \gamma'_f \tan \delta}{2} \quad (25)$$

con:

D = diámetro del pilote.

3.10 Proceso constructivo y especificaciones referidas a la longitud de los pilotes hormigonados in situ

Resulta hoy en día uno de los procedimientos más extendidos para la ejecución de pilotes de estructuras sometidas a elevadas cargas, como es el caso de puentes o muelles. La metodología constructiva consiste en la colocación de camisas metálicas de sección circular colocadas en el terreno mediante equipos vibro-hincadores y de perforación, llegando así a la cota de fundación prevista (Figura 4). El vaciado del suelo por dentro de la camisa se lleva a cabo mediante cucharas bivalvas o mediante equipos de extracción rotatorios provistos de hélices o cazos con cuchillas cortantes. También puede utilizarse un trépano en caso de suelos consistentes para disgregar el suelo previo a su extracción. Las armaduras longitudinales y los estribos se vinculan firmemente entre sí formando así una jaula con la resistencia suficiente para no deformarse durante su colocación y hormigonado. Seguidamente, se procede a ubicar dentro de las camisas metálicas las respectivas armaduras, para lo cual es conveniente el uso de separadores cilíndricos a los efectos de mejorar el deslizamiento de las jaulas de armado por dentro de la camisa metálica (Figura 5). Luego se posiciona la tubería a los efectos de llenar el pilote con hormigón. Los distintos tramos de la tubería se van uniendo mediante rosca hasta alcanzar el fondo de la excavación, ya que el hormigonado es un proceso que se desarrolla de manera continua desde el fondo del pilote hasta la cota de vinculación con el cabezal. A medida que el nivel del hormigón va ascendiendo por dentro de la camisa, se retiran los tramos de la tubería de hormigonado. Este procedimiento debe ser lo suficientemente rápido de forma que la masa de hormigón que se ha volcado no comience a fraguar antes que se reinicie la nueva etapa. Adicionalmente, y para efectuar la limpieza del material del fondo de la excavación, se mantiene el flujo de hormigón para rechazar la mezcla de material granular con éste por rebalse a través del bolsillo practicado en la camisa metálica (Figura 6).



Figura 4: Cabezal vibrohincador colocado sobre una camisa metálica (registro propio)



Figura 5: Uso de separadores cilíndricos en armaduras de pilotes con camisa metálica perdida (registro propio)



Figura 6: Proceso de hormigonado de un pilote con camisa metálica perdida (registro propio)

En lo referente a las especificaciones para este tipo de pilotes, la norma AASHTO LRFD-14 establece que las separaciones entre los centros de los pilotes no deberán ser menores que el mayor valor entre 750 mm o 2,5 veces el diámetro o el ancho de los pilotes y que la distancia entre el lateral de un pilote y el borde más próximo del cabezal deberá ser mayor que 225 mm. Las partes superiores de los pilotes se deberán extender como mínimo 300 mm hacia el interior de los cabezales una vez que se ha retirado todo el material dañado de los mismos. Si el pilote está unido al cabezal mediante barras, el pilote se debería extender como mínimo 150 mm hacia el interior del cabezal. Según el AASHTO LRFD-14, la penetración requerida para los pilotes se debería determinar en base a la resistencia a las cargas verticales y laterales y el desplazamiento tanto del pilote como de los materiales subsuperficiales. En general, a menos que se tope con un rechazo, la penetración de diseño de cualquier pilote debería ser mayor o igual que 3000 mm en suelo cohesivo duro o material granular denso, y mayor o igual que 6000 mm en suelo cohesivo blando o material granular suelto [1]. Respecto de la penetración mínima de un pilote, el AASHTO LRFD-14 [2] establece que se basará en la profundidad máxima necesaria para cumplir con los siguientes requisitos según sea el caso:

- Asentamiento del pilote y del grupo de pilotes (estado límite de servicio)
- Deformación lateral (estado límite de servicio)
- Levantamiento (estado límite resistente)

- Penetración en suelos para evitar fenómenos de fricción negativa o licuefacción (estados límites resistente y límite, respectivamente)
 - Penetración en suelos resistentes para evitar erosiones.
 - Penetración en suelos resistentes para obtener resistencia frente a cargas laterales aplicadas a la fundación (estado límite resistente)
 - Levantamiento axial y resistencia lateral para resistir estados límites de cargas.
- A estas consideraciones efectuadas por el AASHTO LRFD es necesario agregar que la selección de la longitud total de los pilotes es bastante compleja y difícil, por lo que requiere del buen criterio y experiencia de parte del proyectista.

4 Conclusiones

Si bien este conjunto de recomendaciones es un reducido aporte basado en especificaciones internacionales y experiencias locales, permiten generar las siguientes conclusiones:

- Para el proyecto y construcción de pilotes perforados en ambientes marinos con una vida útil especificada de 50 años resulta necesario ejecutar un recubrimiento mínimo de 75 mm constituido con un hormigón armado de resistencia mínima de 40 MPa para un cuantil del 10% (según CIRSOC 201-05 ó ACI 318-14). Para vidas útiles superiores a los 50 años, el valor de recubrimiento mínimo de 90 mm especificado por el Proyecto de Reglamento CIRSOC 802-16 resulta un valor de referencia cercano al especificado por varias normas europeas (EHE-08 y Eurocódigos).
- El contenido mínimo de cemento para esta clase de hormigones debe superar al indicado por el art. 5.1.5 del Reglamento CIRSOC 201-05 y alcanzar al menos los 390 kg/m³, con una relación a/c máxima de 0,40.
- El cálculo de las secciones de armadura deberá estar directamente relacionado con la metodología constructiva del pilote. No obstante, a los efectos de mantener los requisitos de durabilidad necesarios para el ambiente marino, en el caso de pilotes sometidos a esfuerzos de flexión compuesta con predominio de cargas horizontales, es recomendable que las cuantías adoptadas generen tensiones de servicio (f_s) menores o iguales a los 160 MPa. Esto puede lograrse mediante la aplicación en el cálculo de las secciones de armadura de coeficientes de durabilidad (S_d) o hidráulicos (H_i) adicionalmente a los factores de mayoración de carga del ACI 318-14 o CIRSOC 201-05. Para el caso de un pilote con camisa metálica perdida bajo una combinación desfavorable de factores de mayoración de cargas ($\gamma = 1,3$ para el ataque de una embarcación según ACI 357-84), de reducción ($\phi = 0,65$), se generaría un coeficiente de durabilidad de $S_d = 0,65 \cdot 420 \text{ MPa} / (1,3 \cdot 160 \text{ MPa})$

= 1,31, con un coeficiente de seguridad global consecuente de 2,63.

- El coeficiente de reducción de resistencias deberá seleccionarse según la metodología constructiva del pilote, siendo los indicados por el ACI 543-12 una buena referencia al respecto.

- Respecto de la cuantía mínima de armadura longitudinal, resulta conveniente especificar un mínimo del 1% del área bruta de la sección de hormigón (A_g), coincidente con las especificaciones del ACI 318 y CIRSOC 201-05 para estructuras flexo-compresadas. Los estribos helicoidales deberían ejecutarse con diámetros de no menos de 10 mm y separaciones no superiores a los 150 mm.

- Es importante hacer hincapié en la necesidad de contar con un digesto que sea guía en la elaboración de proyectos portuarios y de las buenas prácticas constructivas en las obras que se ejecutan en el ambiente marítimo, basado en el consenso y en los proyectos ejecutados en nuestro litoral marítimo.

REFERENCIAS

- [1] AASHTO LRFD. 2004. Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD. Traducción INTI-CIRSOC.
- [2] AASHTO LRFD. 2014. Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD.
- [3] ACI 350-06. 2006. Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures.
- [4] ACI 357R-84. 1984. Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (Reapproved 1997).
- [5] ACI 357.3R-14. 2014. Guide for Design and Construction of Waterfront and Coastal Concrete Marine Structures.
- [6] ACI 543-12. 2012. Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles.
- [7] Bowles, J. 1996. Foundation and analysis design. 5º Edición. Ed. McGraw – Hill.
- [8] Braja M. Das. 2001. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Thomson.
- [9] CIRSOC 201-05. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. INTI-CIRSOC.
- [10] CIRSOC 801-16. Proyecto de Reglamento Argentino de Puentes Carreteros. Proyecto General y Análisis Estructural. INTI-CIRSOC.
- [11] CIRSOC 802-16. Proyecto de Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros. Puentes de Hormigón. INTI-CIRSOC.
- [12] Davisson, M. T., y K. E. Robinson. 1965. Bending and Buckling of Partially Embedded Piles. Proc. Sixth International Conference S. M. and F. E. University of Toronto Press, Montreal, Canada, pp. 243-246.
- [13] EM 1110-2-2104. 2016. Strength Design for Reinforced Concrete Hydraulic Structures. Department of the Army. U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC 20314-1000.
- [14] EM 1110-2-2906. 1996. Design of Pile Foundations. Department of the Army. U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC 20314-1000.
- [15] Matlock y Reese. 1960. Generalized Solution for Laterally Loaded Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. vol. 86.
- [16] Prakash, S., y H. D. Sharma. 1990. Pile Foundations in Engineering Practice. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, p. 734.
- [17] Tomlinson y Woodward. 2008. Pile design and construction practice. 5º edición. Ed. Taylor & Francis.
- [18] Unified Facilities Criteria (UFC). 2017. UFC 4-152-01. Design: Piers and Wharves. U.S. Army Corps of Engineers.