

Capacidad de carga por fricción en tensión de pilas, en suelos granulares

Tensile shaft bearing capacity of bored piles, in granular soils

Walter Iván Paniagua Zavala

Pilotec, México, wpaniagua@pilotec.com.mx

Rigoberto Rivera Constantino

Facultad de Ingeniería, UNAM, México, riverac@unam.mx

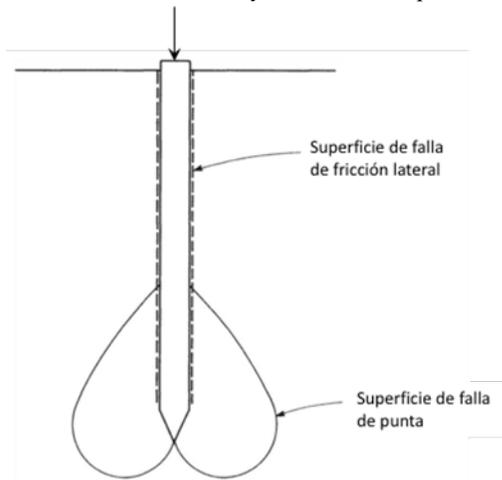
RESUMEN: En pilas cargadas verticalmente, es conocido que la fricción lateral es diferente cuando el sentido de la carga es hacia abajo (en compresión) que cuando se hace hacia arriba (en tensión). Para suelos granulares, se pone en evidencia este fenómeno mediante una recopilación bibliográfica de métodos analíticos y en modelos a escala en laboratorio. Se incluye un estudio que consta de 42 pruebas de carga a escala natural, realizadas en diferentes sitios de la República Mexicana, en tensión y compresión, mediante el sistema de carga convencional con marcos de reacción. Se discuten los resultados, y se proponen valores de factores de resistencia en carga a tensión, para diferentes procedimientos constructivos y condiciones de suelo.

KEYWORDS: Pilas, capacidad por fricción, suelos granulares.

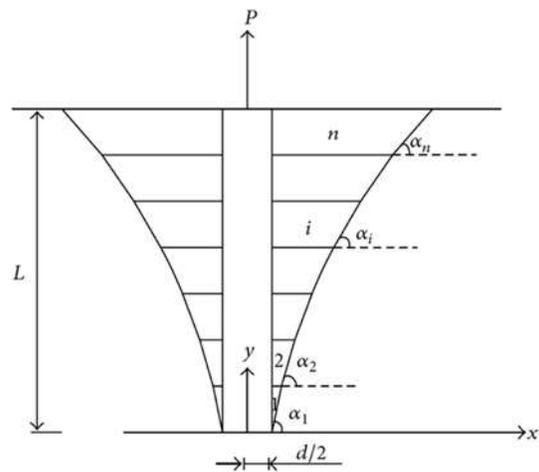
1 INTRODUCCION

En la capacidad de carga de pilas de cimentación, es importante diferenciar el desarrollo de fricción en compresión hacia abajo y hacia arriba. Efectivamente, hay diferencias importantes en la

superficie de falla en ambos casos, como se observa en las Figuras 1 y 2. Asimismo, esta superficie es diferente cuando se trata de grupos de pilas o pilotes, pero ese análisis está fuera del alcance de este trabajo.



a) Fricción hacia abajo, (Tomlinson & Woodward 2015)



b) Fricción hacia arriba, (Su 2014)

Figura. 1 Superficies de falla por fricción para diferentes direcciones de carga

Se conocen diferentes enfoques para estudiar este problema: modelos analíticos, modelado numérico, ensayos en modelos a escala y pruebas de carga en campo, que se comentarán a continuación.

2 MODELOS ANALÍTICOS

El proceso de transferencia de carga y mecanismo de falla, de una pila en tensión, se muestran en la Figura 1b. El desplazamiento relativo entre la pila y el suelo ocurre al aplicarse la carga de tensión, y se transfiere al suelo a través del fuste de la pila. Al incrementarse la carga y acercarse a un valor crítico, se produce la falla por cortante en el suelo y entonces la pila y el suelo son

extraídos.

La capacidad por fricción en suelos granulares se expresa en forma general como:

$$Q_{uf} = \frac{1}{2}(K_s \tan \delta \gamma L) A_s \quad (1)$$

donde

- K_s coeficiente de empuje de tierras
- δ ángulo de fricción suelo-pila
- γ peso volumétrico del suelo
- L longitud efectiva de la pila
- A_s área lateral de la pila

Diferentes autores proponen herramientas analíticas para resolver este problema, con las correspondientes superficies de falla supuestas, que se ven reflejados básicamente en el valor de K_s , como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Valores de K_s y δ .

Referencia	K_s	δ	Observaciones
(Meyerhof & Adams 1968)	0.9	ϕ	Varía linealmente con L/d
(Clemence & Veesaert 1977)	$K_0 = 1$	-	-
(Ismael & Klym 1979)	1.6	ϕ	-
(NAVFAC 1984)	0.5	-	Pila
	0.5-1.0	-	Pilote H hincado
	1.0-2.0	-	Pilote hincado
(Levacher & Sieffert 1984)	$K_0 = (1 - \sin \phi)$	-	-
(Chattopadhyay & Pise 1986)	K_a	-	-
(Bobbitt & Clemence 1987)	-	-	60% del valor de Meyerhof and Adams
(Dickin 1990)	$K_0 = 1$	ϕ	-
(Ghaly 1991)	K_p	$0.6-0.7\phi$	-
(Kulhawy 1991)	$K_a - K_0$	-	Arena suelta
	$K_0 - 1$	0.7ϕ	Arena media
	$1 - K_p$	-	Arena compacta
(Ilamparuthi & Dickin 2001)	0.8-1.0	ϕ	-
	$\sqrt{K_p}$	-	-
(Das 2010)	$K_0 = (1 - \sin \phi)$	$\phi/2 - 2\phi/3$	-

Además, los valores de K_s y δ dependen no solamente de las propiedades del suelo, sino también del método de instalación del elemento.

Briaud (2013) reporta que el mecanismo de falla de la pila en compresión puede ser diferente en tensión. Esto se observó en pilotes metálicos de sección H en arena que tuvieron una carga última en fricción-tensión de la mitad de la de fricción-compresión.

Poulos (2017) recomienda que, para suelos relativamente blandos o sueltos, la resistencia por fricción a la tensión, f_{st} , puede tomarse igual a la resistencia por fricción a la compresión, f_{sc} . Sin embargo, en arenas, (De Nicola & Randolph 1993a) mostraron que la relación f_{st}/f_{sc} depende de la compresibilidad relativa suelo-pila (ec.

2); este efecto se muestra en la Figura 2. Se destaca que f_{st} generalmente es menor que f_{sc} , a menos que el suelo donde está embebida la pila sea de consistencia blanda o de compacidad suelta, respecto al material que conforma la pila, o que esta tenga una relación de esbeltez, L/d , pequeña.

$$\frac{f_{st}}{f_{sc}} = \left\{ 1 - 0.2 \log_{10} \left[100 \left(\frac{L}{d} \right) \right] \right\} (1 - 8\eta + 25\eta^2) \quad (2)$$

$$\eta = \nu_p \left(\frac{L}{d} \right) \left(\frac{G_{av}}{E_p} \right) \tan \delta \quad (3)$$

donde:

- L longitud de la pila
- d diámetro de la pila
- η factor de compresibilidad adimensional de la pila
- ν_p relación de Poisson del material de la pila
- δ ángulo de fricción de la interfase pila-suelo
- G_{av} módulo cortante promedio del suelo a lo largo del fuste de la pila
- E_p módulo elástico del material de la pila

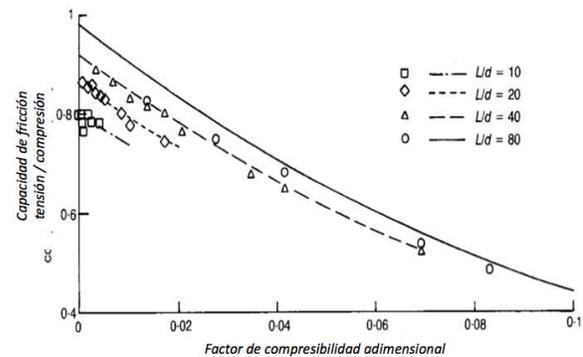


Figura 2. Relación entre la capacidad de carga por fricción en compresión y tensión, (De Nicola & Randolph 1993a).

Una de las razones de la gran dispersión de los valores de la capacidad de carga en tensión, determinados de manera analítica, es la asociada al mecanismo de falla adoptado, además de que las propiedades del suelo suelen obtenerse de manera indirecta de ensayos de campo SPT y CPT, lo que ha obligado a recomendar factores de seguridad conservadores (1.9 – 3.5) o factores de resistencia menores a los de fricción a compresión. Para un estudio detallado del factor de resistencia en pilas a tensión, ver Paikowsky 2004 y Regan 2013.

El procedimiento constructivo es un factor que influye notablemente en el cálculo de la capacidad por fricción. En (Paniagua & Parra 2022) se presentan algunos métodos que toman en cuenta este efecto.

3 MODELADO NUMERICO

El modelado numérico es una buena herramienta para describir el

comportamiento de pilas o pilotes sometidos a pruebas de carga a tensión o compresión, siempre que el modelo esté verificado previamente. Se han publicado una gran cantidad de investigaciones en las que se modeló numéricamente el trabajo de pilas o pilotes en tensión. Los modelos propuestos por los diferentes autores varían significativamente, dependiendo del tipo de carga, procedimiento de instalación y simetría del problema. Sin embargo, no se encontraron referencias en las que se aplicaran cargas axiales combinadas, de compresión y tensión.

Los modelados con elemento finito y con diferencias finitas, son herramientas numéricas racionales para analizar este problema tomando en cuenta las variables que más influyen en dicho

fenómeno; sin embargo, una de sus limitaciones es los datos con los que se alimenta el modelo, así como el grado de certidumbre de los modelos constitutivos que describen el comportamiento del suelo y la pila bajo carga. Se requiere de trabajo experimental para validar los resultados.

4 ENSAYOS EN MODELOS A ESCALA

Los modelos a escala reducida en laboratorio se han empleado para estudiar la respuesta de pilas/pilotes bajo cargas a tensión. En la Tabla 2 se presentan algunos trabajos reportados en la literatura.

Tabla 2 Resumen de pruebas de compresión y tensión en modelos a escala.

Referencia	Método de ensaye	Sección transversal del pilote	Procedimiento de instalación	Suelo	f_{st}/f_{sc}
(Zeevaert 1983)	Cámara holandesa	Circular	-	Arcilla remoldeada	-
(Rao & Venkatesh 1985)	Prueba estática en cámara de calibración	Circular boca cerrada	Hincados con presión	Arena suelta y compacta	0.20 – 0.90
(Jaime 1991)	Prueba estática en consolidómetro gigante	Circular, cuadrado y triangular	Hincados con presión	Arcilla reconstituida	0.81-1.17
(Amira 1995)	Prueba estática en cámara de calibración	Circular boca cerrada	Preinstalados	Arena Inagi compacta	0.48 – 0.80
(Alawneh 1999)		Circular boca abierta, boca cerrada	Hincados con presión y a golpes	Arena	-
(De Nicola & Randolph 1993b)	Prueba estática en centrífuga	Circular boca cerrada y boca cerrada	Hincados	Arena sílica media a compacta	0.52 – 0.86
(Naggar & Wei 2000)	Prueba estática en cámara de calibración	Escalonados y rectos	Preinstalados	Arena media y compacta	0.33 – 0.99
(Deeks & White 2006)	Prueba estática en centrífuga	Circular boca cerrada	Hincados con presión	Arena media a compacta	0.69
(Beijer-Lundberg 2010)	Prueba estática en centrífuga	Circular boca cerrada	Hincados con presión	Arena suelta, media y compacta	0.50 – 0.70
(Gaaver 2013)	Prueba estática	Circular boca cerrada	Preinstalados	Arena	-
(Prezzi & Basu 2017)	Prueba estática en cámara de calibración	Semicircular boca cerrada	Hincados con presión	Arena media a compacta	0.51 – 0.88
(Galvis-Castro 2019)	Prueba estática en cámara de calibración	Semicircular boca cerrada	Preinstalados	Arena sílica	0.96 – 1.02

f_{st} fricción en prueba de tensión
 f_{sc} fricción en prueba de compresión

Los resultados reportados en la Tabla 2 ponen de manifiesto algunas de las variables que inciden en la capacidad de carga por fricción en tensión o compresión en modelos a escala de pilas y pilotes, siendo las más relevantes: relación de esbeltez L/D de la pila o pilote, condiciones del suelo (en arena, fundamentalmente la compacidad relativa), factor de escala, rugosidad entre pilote-suelo.

5 ENSAYOS A ESCALA NATURAL

Para contribuir a dilucidar, desde un punto de vista experimental, el fenómeno de la resistencia por fricción en pilas y pilotes sometidos a pruebas de compresión y tensión, se realizó una recopilación de 42 pruebas de carga a escala natural, ejecutadas en suelos de la República Mexicana, entre 1999 y 2020. Las pruebas se llevaron a cabo siguiendo las normas (ASTM 2013a y 2013b). Algunos aspectos del tipo de arreglo y montaje de las

pruebas en pilas se muestran en la Figura 3. En la Tabla 3 se presentan los datos generales de estas pruebas; la tabla se complementó con dos casos adicionales que fueron ejecutadas por otros autores, señaladas con una sombra.

El procedimiento usado fue el de carga controlada, que permite definir la carga última que soporta la pila, aplicando la carga en incrementos de 12.5% de Q_{ult} hasta que la velocidad de asentamiento fuera menor que 250 μm /hora, incrementándose hasta alcanzar la carga máxima programada. Durante el desarrollo de las pruebas, se elaboraron gráficas asentamiento-tiempo, para verificar la condición de velocidad de deformación. Se mantuvo la carga aplicada 12 horas si se cumplía con la velocidad de deformación señalada o 24 horas en caso contrario. La descarga se programó con decrementos del 25 % Q_{ult} , hasta descargar totalmente.

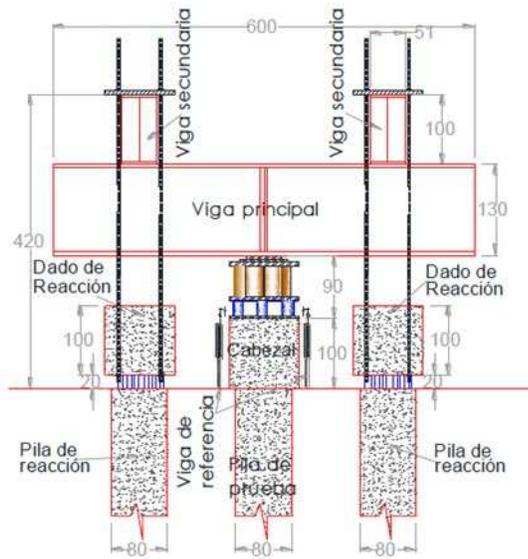


Figura 3. Arreglo en pruebas de compresión, (Paniagua 2011).

Tabla 3. Datos generales de pruebas de carga de compresión y tensión.

Ubicación	Condición	Tipo	ID	L (m)	D (m)	Referencia
Minatitlán, Ver.	Arena/arcilla	pila	Prueba 13-14	37.1	0.60	(Paniagua & Ibarra 2007)
			18-19	13.0	0.60	
			20-21	31.5	0.60	
			28-29	35.0	0.80	
Cuautitlán, EM	arena/grava	pila	A-72	21.0	0.70	(Mendoza 2010)
Naucalpan, EM	limo arenoso	pila	A-241	27.0	0.70	(Mendoza 2012)
Cancún, QR	arena/roca	pila	PC1	16.0	0.90	(Paniagua 2010)
Tula, Hgo.	Arcilla	pila	PC1-PT1	30.0	0.80	(Pilotec 2015a)
Pesquería, NL	arcilla/grava	pila	PC1-PT1	9.0	0.6	(Pilotec 2015b)
Lerma, EM	arcilla	pila	PC1-PT1	15.8	1.50	(Pilotec 2016a)
Salamanca, Gto.	Arcilla	pila	PCC1-3	18.0	0.80	(Pilotec 2016b)
			Sitio2-100	31.0	1.00	(Pilotec 2020a)
Paraíso, Tab.	Arena	pila	Sitio2-80	31.0	0.80	(Pilotec 2020b)
			Sitio2-60	31.0	0.60	
			Sitio4-60	31.0	0.60	
			PC1-PT1	15.0	0.60	
Coatzacoalcos, Ver.	Arena/arcilla	pila CFA	PC2S-PT2S	15.0	0.80	(Marinucci & NeSmith 2017)
			PC2S-PT2	15.0	0.80	
			C1-T1	12.2	0.46	
Okahumpa, Fla.	Arena/arena limosa	pila CFA	C2-T2	18.3	0.61	
Ciudad de México	arcilla	Pilote cuadrado	CUPJ	10.0	0.3	(Jaime 1988)
Madero, Tam.	Arcilla	pilote circular	LPT01	24.0	0.40	(Paniagua 2002)
			LPT02	24.0	0.40	
Minatitlán, Ver.	Arena/arcilla	pilote cuad	24-25	36.5	0.50	(Paniagua & Ibarra 2007)

En las pruebas a compresión, se determinó la carga última con el criterio de (Davisson 1972), o con el procedimiento de Chin (1970), en caso de que no se pudiera determinar con el primero. Para el caso de los ensayos a tensión, la carga última se definió como el menor de los siguientes valores (Prakash & Sharma, 1990):

- La carga correspondiente al desplazamiento medido de 0.25 pulgadas (6.25 mm)
- La carga de falla será la medida en la intersección de las dos tangentes en la curva carga-desplazamiento, siendo dicho

punto el que separa el comportamiento cuasi elástico del elasto-plástico.

- La carga de falla será aquella en la que el desplazamiento aumente repentinamente en relación a la carga aplicada (el punto donde la curva tenga un movimiento abrupto o pronunciado).

En el Anexo 1 se muestran las características de las pilas y pilotes ensayados, así como los principales resultados obtenidos. En la Figura 5 se presenta una gráfica con la tendencia de la relación entre la fricción en tensión / compresión vs la relación longitud

efectiva / diámetro o lado de la pila o pilote (L/D).

En dicha figura se observa lo siguiente:

- La relación fricción en tensión/compresión varía entre 0.38 y 1.65. Estos valores son semejantes a los descritos en la Tabla 3, para ensayos a escala.
- La gran dispersión de valores se atribuye a las variaciones en la relación L/D, el procedimiento constructivo, así como el tipo de suelo.
- Aislando los resultados para pilas convencionales (no CFA), en suelos granulares, se aprecia una menor dispersión (con valores entre 0.75 y 1.0), aunque con algunos puntos fuera de esta tendencia.

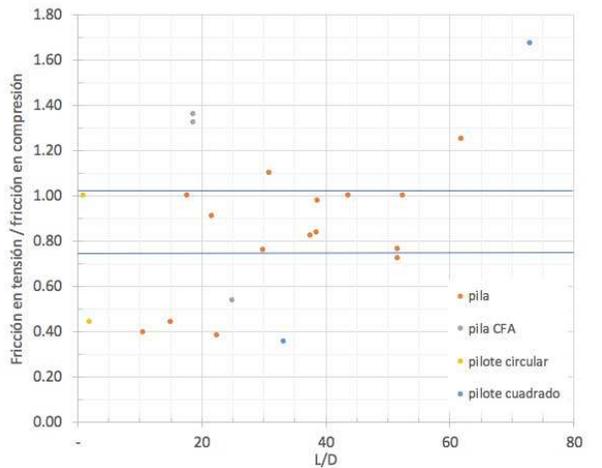


Figura 5. Relación fricción en tensión/compresión vs. L/D en pruebas de carga.

Asimismo, se revisó el comportamiento del módulo de reacción de las pilas, comparando los resultados en compresión vs tensión. Los módulos tangentes se calcularon en la porción elástica de la curva carga-desplazamiento, y los módulos secantes se calcularon con el cociente entre la carga última y el desplazamiento correspondiente.

Se observa que la relación entre los módulos tiene una mejor tendencia, cuando se comparan los módulos secantes en compresión con los módulos tangentes en tensión (Figura 6); aparentemente, esto es debido a que, en esta condición, los niveles de deformación son similares.

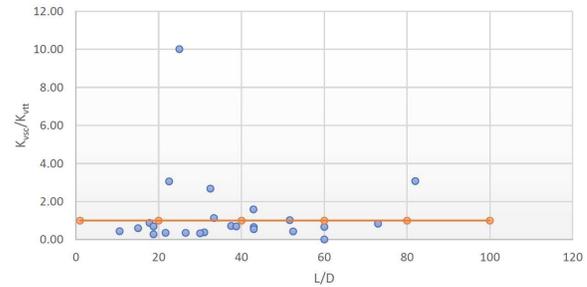


Figura 6. Relación entre los módulos de reacción vertical secantes en compresión (K_{vsc}) y tangentes en tensión (K_{vtt}) vs. L/D en pruebas de carga.

6 EFECTO POISSON

El llamado efecto Poisson, se presenta cuando la pila se expande lateralmente si se carga en compresión, y se contrae lateralmente cuando se carga en tensión. Esto provoca un esfuerzo normal lateral menor en tensión, y un incremento del esfuerzo normal lateral cuando la pila de carga en compresión y por ende menor capacidad de carga por fricción en tensión respecto a la de compresión. Contrario a este fenómeno está el hecho que la masa de suelo tiende a relajarse y ceder con el tiempo alrededor de las pilas/pilotes y a mantener los esfuerzos normales horizontales a largo plazo como reportan (Briaud & Tucker 1989).

Por otro lado, el hecho de que las pilas sean de concreto armado, la proporción de áreas de los materiales que las conforman, teniendo como marco de referencia un diseño estructural convencional, es la siguiente: del área transversal total de una pila, el área de acero es del orden del 1% de la primera, y el 99% restante está conformada por concreto, por lo que la relación de Poisson que gobierna el fenómeno es la del concreto, a pesar de la diferencia notable de rigidez en los materiales. La relación de Poisson del concreto es una función del módulo de elasticidad de los materiales que lo conforman, y a su vez de su resistencia a la compresión simple; su valor promedio es 0.2 (Logan 2009). La relación de Poisson para el acero es de 0.295 (Oberg 1992). Tomando el promedio pesado de la relación de Poisson, en términos de la proporción de áreas de ambos materiales que conforman la pila, se considera que el valor de 0.2 es representativo de su sección transversal equivalente o compuesta (concreto-acero).

Para las pruebas de carga en tensión, indicadas en el Anexo 1, se graficaron los valores de los desplazamientos laterales para la carga máxima calculados con el valor de relación de Poisson de 0.2, Figura 7. Se observa que los desplazamientos laterales, para las cargas máximas aplicadas son mínimos, resultando que para la mayoría de las pruebas se encuentran entre 0.5 y 1.5 mm, por lo que es de esperarse que dichos niveles de desplazamientos no afecten la capacidad de carga por fricción en tensión de las pilas.

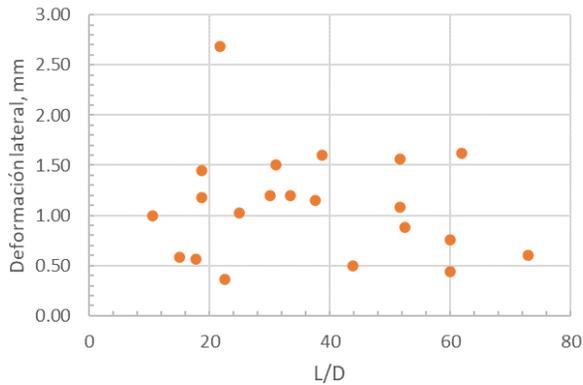


Figura 7. Valores de desplazamientos laterales, para las pruebas de carga en tensión indicadas en la Tabla 5.

Se puede concluir que la rigidez del concreto es relativamente alta, comparada con la del suelo, por lo que el efecto del cambio de sección de la pila, en una prueba de tensión, es despreciable en términos del cambio de esfuerzos laterales que pueda generar sobre el elemento, confirmando los resultados de (England 2012).

De los resultados de 42 pruebas de carga (Anexo 1), la influencia del procedimiento constructivo reportada en (Paniagua & Parra 2022), y tomando en cuenta lo sugerido en (AASHTO 2020) y (Brown 2010), se propusieron los factores de resistencia de fricción para pilas y pilotes, trabajando en tensión que se reportaron en la Tabla 4.

Tabla 4. Factores de resistencia por fricción, para cimentaciones profundas, trabajando en tensión.

Procedimiento constructivo	Suelos granulares	Suelos cohesivos	Roca
Pilas			
En seco,	0.57	0.28	0.45
CFA			
Con lodos	0.52	0.25	0.40
Con ademe	0.31	0.15	-
permanente			
Pilotes			
Concreto	0.45	0.23	-
Acero: H, I,	0.45	0.23	-
tubo			
Prueba de carga ⁽¹⁾	0.75	0.60	0.75

(1) Se propone utilizar el criterio de carga última, sugerido por (Prakash & Sharma 1990).

7 CONCLUSIONES

Las conclusiones más relevantes que se pueden derivar de este trabajo son:

Los bulbos de esfuerzos y las superficies de falla en pruebas de carga en tensión y en pruebas de compresión, en suelos granulares, son diferentes, por lo que las capacidades de carga por fricción

también lo serán.

En una prueba de carga convencional es conveniente aplicar un factor de corrección a la fricción medida hacia arriba, para obtener la curva equivalente en prueba de carga convencional. Para el caso de pilas construidas con el sistema de barretón, de acuerdo con el resumen presentado en la Figura 5, el factor está entre 0.75 y 1.0. Se sugiere utilizar 0.80.

8 REFERENCIAS

- AASHTO 2020. *LRFD Bridge Design Specifications*. 9th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA.
- Alawneh A., Husein A. and Husein AD. 1999. *Tension tests on smooth and rough model piles in dry sand*. Canadian Geotechnical Journal, 36 (4), 7-46.
- Amira M., Yokoyama Y. and Imaizumi S. 1995. *Friction capacity of axially loaded model pile in sand*, Soils and Foundations. 35 (1), 75-82.
- ASTM D1143/D1143M-07 2013. *Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load*. American Society of Testing Materials, Book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA, p. 15.
- ASTM D3689/D3689M-07 2013. *Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load*. American Society of Testing Materials, Book of ASTM Standards, Vol. 4.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, p. 13.
- Beijer-Lundberg, A. 2010. *Displacement pile installation effects in sand. An experimental study*. PhD Thesis. Technische Universiteit Delft. Printed by BoxPress, The Neetherlands.
- Bobbitt, D.W., and Clemence, S.P. 1987. *Helical Anchors: Application and Design Criteria*. Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, vol. 2, pp. 6-120.
- Briaud, J.L. 2013. *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils*. John Wiley and Sons, New York.
- Briaud J.L. and Tucker M.L. 1989. *Axially loaded 5 pile group and single pile in sand*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Rio de Janeiro), vol. 2, pp.1121-24.
- Brown D., Turner J.P. and Castelli, R.J. 2010 *Drilled shafts: construction procedures and LRFD design method*. NHI Course no. 132014, Report FHWA NHI-10-016, USA.
- Chattopadhyay and Pise, P.J. 1986. *Uplift Capacity of Pile in Sand*. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, 112. no. 9 paper no. 20919.
- Chin F.K. (1970) "Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure", Proc. 2nd Southeast Asian Conf. on Soil Engineering, pp. 81-90.
- Clemence, S.P. and Veesaert C.J. 1977. *Dynamic pullout resistance of anchors in sand*. Proceedings of the International Conference on Soil-Structure Interaction, Roorkee, India, pp. 389-397.
- Das B.M., 2010. *Principles of Foundation Engineering*, Cengage Learning, Stamford, Conn, USA.
- Davisson, M.T. 1972. *High capacity piles*, Proc. ASCE Lecture Series, Innovations in Foundation Construction, ASCE, New York.

- De Nicola A. and Randolph M.F. 1993. *Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119 (12): 1952-1973.
- De Nicola A. and Randolph M.F. 1993. *Centrifuge modelling of pipe piles in sand under axial loads*. Géotechnique, Vol. 49-3, pp. 295-318.
- Deeks, A.D. and White, D.J. 2006. *Centrifuge modelling of jacked piles*. Ng, C.W.W., Wang, Y.H. and Zhang, L.M. (eds.) In Proceedings of the 6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics - Physical Modelling in Geotechnics - 6th ICPMG '06. vol. 2, CRC Press. pp. 821-826.
- Dickin, E.A. 2002. *Numerical and centrifuge modelling of the uplift behaviour of piles in cohesionless soil*. Proceedings of the 3rd International Conference on Engineering Computational Technology, pp. 137-138.
- El Naggar MH, Wei JQ. 2000. *Uplift behavior of tapered piles established from model tests*. Canadian Geotechnical Journal 37: 56-74.
- England M. 2012. *On the subject of piles in tension*. Geotechnical Special Publication N° 227: Full-Scale Testing and Foundation Design, Honoring Bengt H. Fellenius, Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers.
- Gaaver, K.E. 2013. *Uplift capacity of single piles and pile groups embedded in cohesionless soil*. Alexandria Engineering Journal 52, pp. 365-372.
- Galvis-Castro A., Tovar-Valencia R., Salgado R. and Prezzi M. 2019. *Compressive and tensile shaft resistance of nondisplacement piles in sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 145-9.
- Ghaly A., Hanna A and Hanna M. 1991. *Installation torque of screw anchors in dry sand*. Soils and Foundations, Volume 31, Issue 2, pages 77-92.
- Ilamparuthi K. and Dickin E.E. 2001. *The influence of soil reinforcement on the uplift behaviour of belled piles embedded in sand*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 19 1, january, pp. 1-22.
- Ismael, N.F. and Klym, T.W. 1979. *Uplift and bearing capacity of short piers in sand*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. GT5, May. pp 579-593.
- Jaime, A., Romo, M.P. y Reséndiz, D. 1988. *Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del Valle de México*. Series del Instituto de Ingeniería N° 515, UNAM, México.
- Jaime, A., Rojas, E y Legorreta, H. 1991. *Pilotes de fricción hincados en arcilla blanda. Respuesta bajo carga estática*. Series del Instituto de Ingeniería N° 534, UNAM, México.
- Kulhawy, F. H. 1991. *Drilled Shaft foundations*. Foundation Engineering Handbook, 2nd edition: Van Nostrand-Reinhold, New York.
- Levacher D.L. And Sieffert J.G (1984) "Test on model tension piles". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110. No. 12, pp. 1735-1748.
- Logan A., Choi W., Mirmiran A., Rizkalla S. and Zia P. 2009. *Short term mechanical properties of high-strength concrete*. ACI Materials Journal, Title N° 106 M-46, September/October, pp. 1-7.
- Marinucci A., Moghaddam R. and NeSmith W.M. 2021. *Full-scale Load Testing and Extraction of Augered Cast-In-Place (ACIP) Piles in Central Florida*. DFI Journal, Vol. 15, Issue 1.
- Mendoza M.J., Ibarra E., Romo M.P., Rufiar M., Mayoral J., Paniagua W.I. y Garcés E. 2010. *Pruebas de carga axial a compresión y extracción en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México*. XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco, Guerrero.
- Mendoza M.J., Ibarra E., Rufiar M., Paniagua W.I. y Garcés E. 2012. *Pruebas de carga axial, y su previsión teórica, en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México*, XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún, Quintana Roo.
- Meyerhof, G. G. and Adams 1968. *The Ultimate Uplift Capacity of Foundations*. Canadian Geotechnical Journal. 5. No. 4. Nov. pp. 225-244.
- NAVFAC 1984. *Foundation and Earth Structures Design Manual 7.2*. Department of the Navy, Alexandria, VA.
- Oberg E., Jones F.D., Horton H.L. and Ryffel H. 1992. *Machinery's handbook*, 24th edition, Industrial Press Inc., New York.
- Paikowsky, S.G. with contributions from Birgisson, B., McVay, M., Nguyen, T., Kuo, C., Baecher, G., Ayyub, B., Stenersen, K., O'Malley, K., Chernauskas, L., and O'Neill, M. 2004. *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations*. NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, DC, 126 pp.
- Paniagua, W.I. 2002. *Comportamiento de pilotes centrifugados en la Refinería Madero*, XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, México.
- Paniagua W.I. and Ibarra E. .2007. *Axial load tests in drilled shafts and piles in a refinery: comparison between design and experimental results*. 32nd Annual Conference on Deep Foundations, Colorado Springs, Col., Deep Foundations Institute.
- Paniagua W.I., Moreno J.C. y Elvira A. 2010. *Diseño de la cimentación de la torre de control en el aeropuerto internacional de Cancún, México*. XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- Paniagua W.I., Ibarra E. 2011. *Pruebas de carga como parte del proceso de QA/QC en la Terminal de Gas Licuado en Manzanillo, Colima*. XIV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Toronto, Canadá.
- Paniagua W.I. y Parra N. 2022. *Influencia del procedimiento constructivo en la capacidad por fricción en cimentaciones profundas*. 5° Simposio Internacional de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, México.
- Pilotec 2012. *Complejo Petroquímico Etileno XXI. Pruebas de carga en pilas: compresión y tensión*. Informe preparado para ICA Rodio.
- Pilotec 2015. *Refinería Miguel Hidalgo. Planta de Coquización Retardada. Pruebas de carga estática a compresión, tensión y lateral en pilas de cimentación*. Informe preparado para ICA Flúor.
- Pilotec 2015. *Central Termoeléctrica Pesquería. Pruebas de carga estática a compresión, tensión y lateral en pilas de cimentación*. Informe preparado para ICA Flúor.
- Pilotec 2016. *Tren Interurbano México-Toluca. Pruebas de carga a compresión y tensión en pila de cimentación*. Informe preparado para La Peninsular Compañía Constructora y Constructora de Proyectos Viales de México.
- Pilotec 2016. *DUBA Salamanca. Pruebas de carga a compresión y tensión en pila de cimentación*. Informe preparado para Coconal.
- Pilotec 2020. *Refinería Dos Bocas, Tabasco. Pruebas de carga en pilas: compresión y tensión axial, Campo 3, HDGTO (gasóleos)*. Informe preparado para Pimosa.

Pilotec 2020. *Refinería Dos Bocas, Tabasco. Pruebas de carga en pilas: compresión y tensión axial*. Informe preparado para Prodemex.

Poulos, H.G. 2017. *"Tall Building Foundation Design"*. CRC Press, Taylor and Francis Group, New York.

Prakash, S. and Sharma, H. 1990. *Pile foundations in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York.

Prezzi, M. and Basu, P. 2017. *Effects of installation processes on the axial capacity of pile foundations in sand*. 3er Congreso-Seminario Internacional de Fundaciones Profundas, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia.

Regan J.E., Hamblin S.H. and Palantzas D. 2013. *Comparison of LRFDFactors to tension pile load tests*, Proceedings of the 38th Annual Conference on Deep Foundations, Phoenix, AZ.

Su Q., Zhang X., Yin P. and Zhao W. 2014. *Ultimate capacity analysis and determination of the position of failure surface for uplift piles*. Mathematical Problems in Engineering, Hindawi Publishing Corporation, Volume 2014, Article 540143, 6 pp.

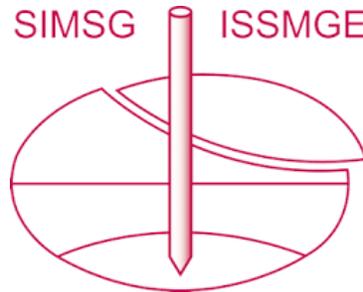
Tomlinson M.J. and Woodward J. 2015. *Pile design and construction practice*. Sixth ed., CRC Press, Taylor & Francis Group, USA.

Zeevaert, L. 1983. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. 2nd ed., Van Nostrand Reinhold, New York.

Anexo I. Resumen de resultados de pruebas de compresión y tensión.

Proyecto	Suelo	Tipo	ID Prueba	L (m)	D (m)	Fricción (t)	Punta (t)	Compresión							
								Total (t)	As (m ²)	fsc (t/m ²)	Desplazamiento (mm)	Fricción (t)	Desplazamiento (mm)	fst (t/m ²)	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Minatitlán	arena/arcilla	pila	13-14	37.10	0.60	314	503	817	10.49	29.93	8.3	392	8.1	37.37	
Minatitlán	arena/arcilla	pila	18-19	13.00	0.60	142	103	245	3.68	38.65	44.3	129	13.4	35.1	
Minatitlán	arena/arcilla	pila	20-21	31.50	0.60	164	321	485	8.91	18.41	3.8	164	4.4	18.41	
Minatitlán	arena/arcilla	pila	28-29	35.00	0.80	325	120	445	17.59	18.47	4.8	325	2.5	18.47	
Quauhtlán	arena/grava	pila	A-72	21.00	0.70	540	460	1000	8.08	66.82	94	410	57	50.73	
Nauzalpan	limo arenoso	pila	A-241	27.00	0.70	699	51	750	10.39	67.27	84	583		56.11	
Cancun	roca/arena	pila	FC1	16.00	0.90	1200	0	1200	10.18	117.89	4	1200	2.8	117.89	
Tula	arcilla	pila	FC1-PT1	30.00	0.80	610	90	700	15.08	40.45	3.86	500	5.75	33.16	
Resquería	arcilla/grava	pila	FC1-PT1	9.00	0.60	320	0	320	2.54	125.75	1.7	140	2.9	55.02	
Lerma	arcilla	pila	FC1-PT1	15.80	1.50	890	650	1540	27.92	31.88	91.2	349	43.7	12.5	
Salamanca	arcilla	pila	PC1-PC3	18.00	0.80	420	0	420	9.05	46.42	2.77	160	1.81	17.68	
Paraíso	arcilla	pila	S1102-100	31.00	1.00	350	385	735	24.35	14.38	9.5	384	7.5	15.77	
Paraíso	arcilla	pila	S1102-60	31.00	0.80	225	350	575	15.58	14.44	10.5	220	74	14.12	
Paraíso	arcilla	pila	S1102-60	31.00	0.60	150	570	720	8.77	17.11	51	108	7.8	12.32	
Paraíso	arcilla	pila	S1102-60	31.00	0.60	230	470	700	8.77	26.24	60	175	5.43	19.97	
Coahuacoalcos	arena/arcilla	pila CFA	FC1-PT11	15.00	0.60	506	0	506	4.24	119.31	3.8	270	5.1	63.66	
Coahuacoalcos	arena/arcilla	pila CFA	PC255-PT25	15.00	0.80	280	320	600	7.54	37.14	18.2	381	5.9	50.53	
Coahuacoalcos	arena/arcilla	pila CFA	PC255-PT2	15.00	0.80	280	320	600	7.54	37.14	18.2	370	7.23	49.07	
Olahurpa	arena	pila CFA	C1-T1	12.20	0.46	270	80	350	2	134.92		205		102.44	
Olahurpa	arena	pila CFA	C2-T2	18.30	0.61	335	90	425	5.35	62.64		265		49.55	
Madero	arena	pilote circular	LPTD1	24.00	0.40	60	220	280	3.02	19.89	18	60	3.8	19.89	
Madero	arena	pilote circular	LPTD2	24.00	0.40	100	120	220	3.02	33.16	20	44	2.2	14.59	
Minatitlán	arena/arcilla	pilote cuadrado	24-25	36.50	0.50	98	294	392	73	1.34	7.1	164	17.9	2.25	
Ciudad de México	arcilla	pilote cuadrado	CLFH	10.00	0.30	48.17	7.35	55.52	0.71	68.15	22	17	6	24.05	

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

The paper was published in the proceedings of the 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVII PCSMGE) and was edited by Gonzalo Montalva, Daniel Pollak, Claudio Roman and Luis Valenzuela. The conference was held from November 12th to November 16th 2024 in Chile.