

Pruebas de carga estáticas y dinámicas en pilas y pilotes para una Refinería en Minatitlán, Veracruz: comparaciones de diseño y resultados experimentales

Static and dynamic load test in drilled shafts and piles for a Refinery at Minatitlán Veracruz:
[comparison of](#) theoretical design with experimental results

Sámamo A. A., ICA Fluor Daniel

Paniagua W. I., Pilotec

Ibarra E., inGeum ingeniería

RESUMEN: En este artículo se muestran resultados de 22 pruebas de carga axiales estáticas y dinámicas realizadas en pilas y pilotes construidos en depósitos aluviales de llanuras de inundación, caracterizados por la interestratificación de arenas, arcillas blandas y turbas. Las pruebas se realizaron para las obras de la Reconfiguración de la Refinería General Lázaro Cárdenas de Minatitlán, Veracruz, de donde se obtuvieron curvas típicas carga-desplazamiento medidas en la cabeza de los elementos de cimentación; a partir de su interpretación, se obtuvieron datos de capacidades de carga últimas del fuste y de la punta que se comparan contra los resultados teóricos obtenidos en la etapa final de diseño de las cimentaciones. Las comparaciones permiten poner en evidencia la subestimación en el diseño del aporte del fuste en la capacidad de carga de pilas y pilotes y sugieren que los métodos de evaluación de parámetros y los enfoques de diseño deben revisarse.

ABSTRACT: [The results of 22 axial load tests, static and dynamic, for drilled shafts and piles are presented in this paper. The deep foundations were built on alluvial deposits of Coatzacoalcos river,](#) In the final stage of the design, more precise soil strength parameters were obtained and more detailed design methods were used such as Zeevaert theory, considering both the contribution of end bearing and skin friction. Afterwards, a considerable amount of load tests were performed, for piers and piles, under static load (compression, tension and lateral) and under dynamic load. This paper presents a comparison of results of geotechnical analysis from basic and detailed design with those obtained from the load tests.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Información de proyecto

PEMEX-Refinación desarrolló el proyecto de Reconfiguración de la Refinería General Lázaro Cárdenas, ubicada en Minatitlán, Veracruz (Fig. 1).



Figura 1. Croquis de ubicación del proyecto.

Este proyecto tiene como propósito fundamental aumentar la capacidad de producción de crudo maya procesado, para lo cual han sido diseñadas toda una serie de nuevas instalaciones que cubren un área total de 72 Ha.

Para fines de construcción el proyecto fue dividido en varios paquetes, que fueron asignados por licitación a diferentes empresas.

Las estructuras para las que se diseñaron las cimentaciones profundas en cuestión consisten en: tanques verticales de gran diámetro, torres de enfriamiento, quemadores elevados, racks de tuberías y un turbogenerador entre otras.

La solución de cimentación que en general se propuso para las estructuras principales, por ser muy pesadas o sensibles a asentamientos diferenciales, consistió en pilas o pilotes, desplantados necesariamente sobre una capa dura. Las pilas presentan diámetros de 0.8 a 1.0m y longitud variable entre 14 y 45m, mientras que los pilotes son elementos de sección cuadrada, de 40 a 50cm de lado y longitud variable entre 27 y 48m.

1.2 Estratigrafía y propiedades del subsuelo

[El subsuelo del sitio, que se ubica en la margen izquierda del Río Coatzacoalcos y que colinda con las instalaciones existentes de la Refinería, está formado por potentes depósitos de suelos arcillosos y arcillo-arenosos, en una zona de laguna marginal, donde se han colocado recientemente rellenos artificiales para sobre-elevar la superficie del terreno natural.](#)

En términos generales la estratigrafía del sitio puede resumirse como sigue:

Unidad 1. Relleno granular reciente (0.0 a 2.0m)

Compuesta por arena fina color café amarillento, con pocos finos (SP, SP-SC) compacta a muy compacta (N=15 a >50).

Unidad 2. Relleno granular antiguo (2.0 a 5.2m)

Compuesto por arena fina y media color café amarillento y en ocasiones gris claro, poco arcillosa (SP, SP-SC) y de compacidad muy variable, desde suelta a muy compacta (N=4 a 50).

Unidades 3,4 y 5. Suelos finos aluviales (5.2 a 12.6m)

Constituidas por arcillas y limos de mediana a alta plasticidad (CH, MH), color gris claro, de consistencia muy blanda a media (N=0 a 8), con contenidos de agua que en promedio se encuentran entre 50% y 110%, con límite líquido de 59%, límite plástico de 30%, y resistencia a la compresión simple de 6.3 ton/m².

Las fracciones más blandas corresponden a lentes con contenidos de agua que se elevan hasta 400% y que contienen materia orgánica. Eventualmente aparecen intercalados substratos de materiales finos de mayor consistencia (N=8 a 20).

Como singularidad, en la fracción norte (zona de pantano) y nor-poniente, el espesor conjunto de estas unidades aumenta hasta poco más de 20m, donde se detectan potentes substratos arena - arcillosos (3 a 9m de espesor) de compacidad media (N=10 a 30), intercalados en los suelos finos.

Unidad 6. Suelos granulares aluviales (12.6 a 31.6m)

Se encuentran subyaciendo a los suelos finos y forman una secuencia alternada de substratos de arenas arcillosas (SC) y arcillas arenosas (CL), que en general presentan una variación errática en su compacidad y/o consistencia.

En los substratos de arena, que son los que predominan, la compacidad es en general media (N=10 a 30), aunque en la fracción centro - norte del predio, entre 15 y 40m de profundidad, se encuentran varios substratos compactos a muy compactos (N=30 a >50), con espesores desde 2m hasta 6m, intercalados por substratos de arcilla de consistencia muy firme (N=15 a 30) y espesores similares. Por lo que toca a los substratos arcillosos menos frecuentes, presentan una consistencia variable entre firme y muy firme (N=10 a 20).

Unidad 7. Depósitos granulares profundos(31.6 a > 60m)

Los materiales que componen a esta formación son principalmente arenas finas limosas (SM), color gris, y en estado muy compacto (N=30 a >50). En ocasiones se detectan substratos de arcillas de baja y mediana plasticidad (CL), de consistencia dura (N>30) y de la misma coloración.

En la mayor parte del predio, correspondiente a la fracción centro - norte se encontró en general a profundidades comprendidas entre 22 y 30m. Hacia el lado poniente del predio y en la parte centro - sur esta formación se encuentra menos profunda, detectándose en promedio a profundidades de 15 y 22 m. Finalmente en la parte oriente del predio así como en la fracción suroeste la misma formación se profundiza hasta 35 y más de 55 m.

El nivel freático se detectó en promedio a una profundidad aproximada de 2m.

Aunque esta es la estratigrafía típica, se detectaron variaciones importantes en la posición de la capa dura. En las Figuras 2 y 3 se muestran una planta y un corte estratigráfico, respectivamente de toda el área que cubre el proyecto.

En la planta mencionada se indican los sitios donde fueron efectuadas las pruebas de carga y en la Tabla 1 se tienen la estratigrafía y propiedades que se resumen en la Tabla 1.

2 DISEÑO GEOTÉCNICO

2.1 Teoría de cálculo y consideraciones de diseño

En general para determinar la capacidad de carga de las cimentaciones profundas se aplicó la Teoría de Zeevaert (1982), bajo la premisa de que los elementos estarán trabajando mediante una combinación de punta y fricción. Si bien la capacidad de carga se calculó de manera continua con la profundidad, generalmente se seleccionó la profundidad de desplante correspondiente al suelo competente que en algunos casos coincide con la frontera superior de la Unidad 7, aunque en otros corresponde a algún substrato de la Unidad 6, siempre que tuviese una resistencia y espesor suficiente.

Los elementos de cimentación están constituidos por pilotes precolados de concreto, de sección cuadrada con anchos de 0.40, y 0.50 m, hincados a percusión con perforación previa, así como por pilas de sección circular, coladas en el lugar, con diámetros de 0.60, 0.80 y 1.00 m.; en ambos tipos de cimentación se consideró un concreto con resistencia a la compresión de 350 Kg/cm² a los 28 días de edad.

Para obtener los parámetros del suelo con los que fue calculada la capacidad de carga se efectuaron ensayos de compresión no confinada y de compresión triaxial del tipo no consolidada – no drenada (UU), consolidada – no drenada con medición de presión de poro (CU) y consolidada – drenada (CD), aunque para algunos suelos granulares se emplearon correlaciones basadas en los resultados de la prueba de penetración estándar.

Para la determinación de la capacidad de carga por fricción se tuvo en cuenta que podrá haber una componente de fricción negativa sobre los elementos de cimentación, toda vez que recientemente se colocó un relleno para sobre-elevar el nivel de terreno natural.

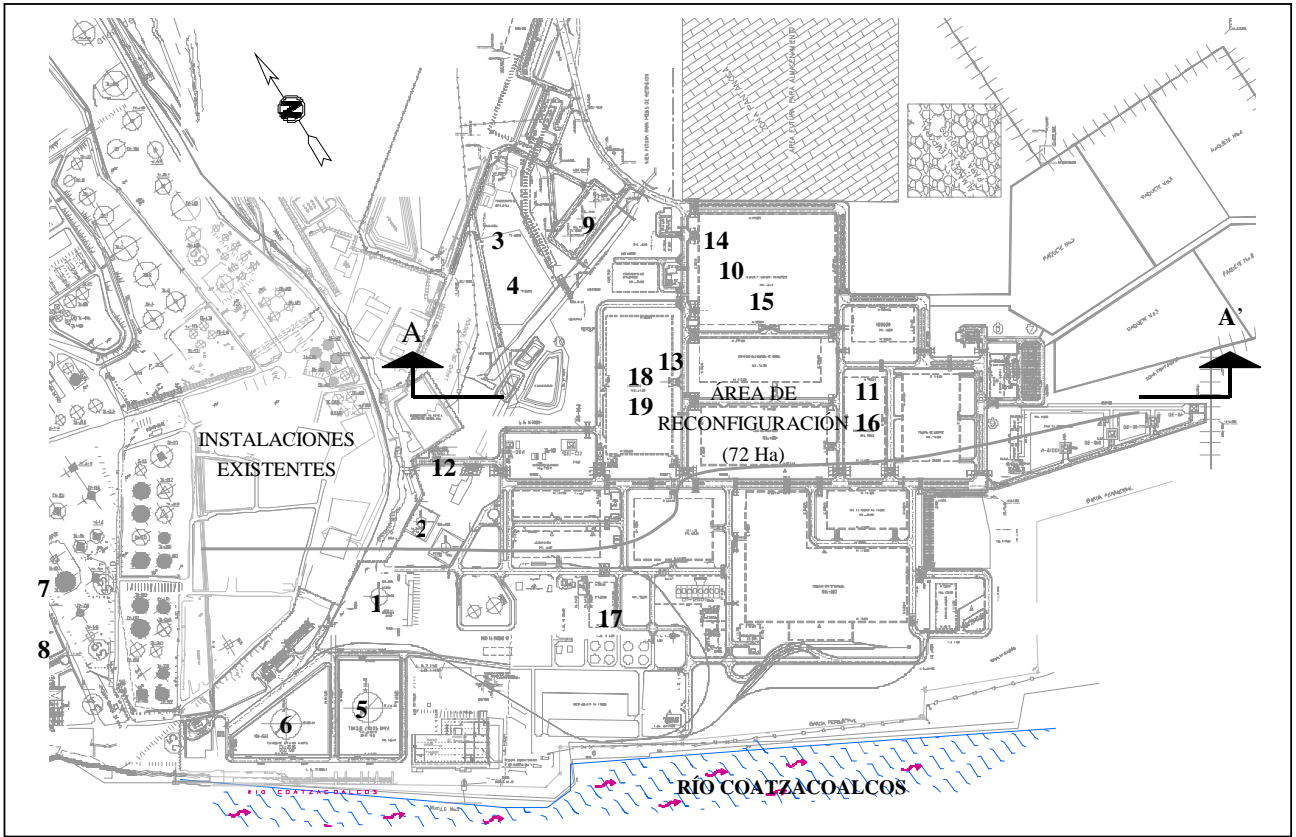


Figura 2. Planta general con la ubicación de los sitios de prueba.

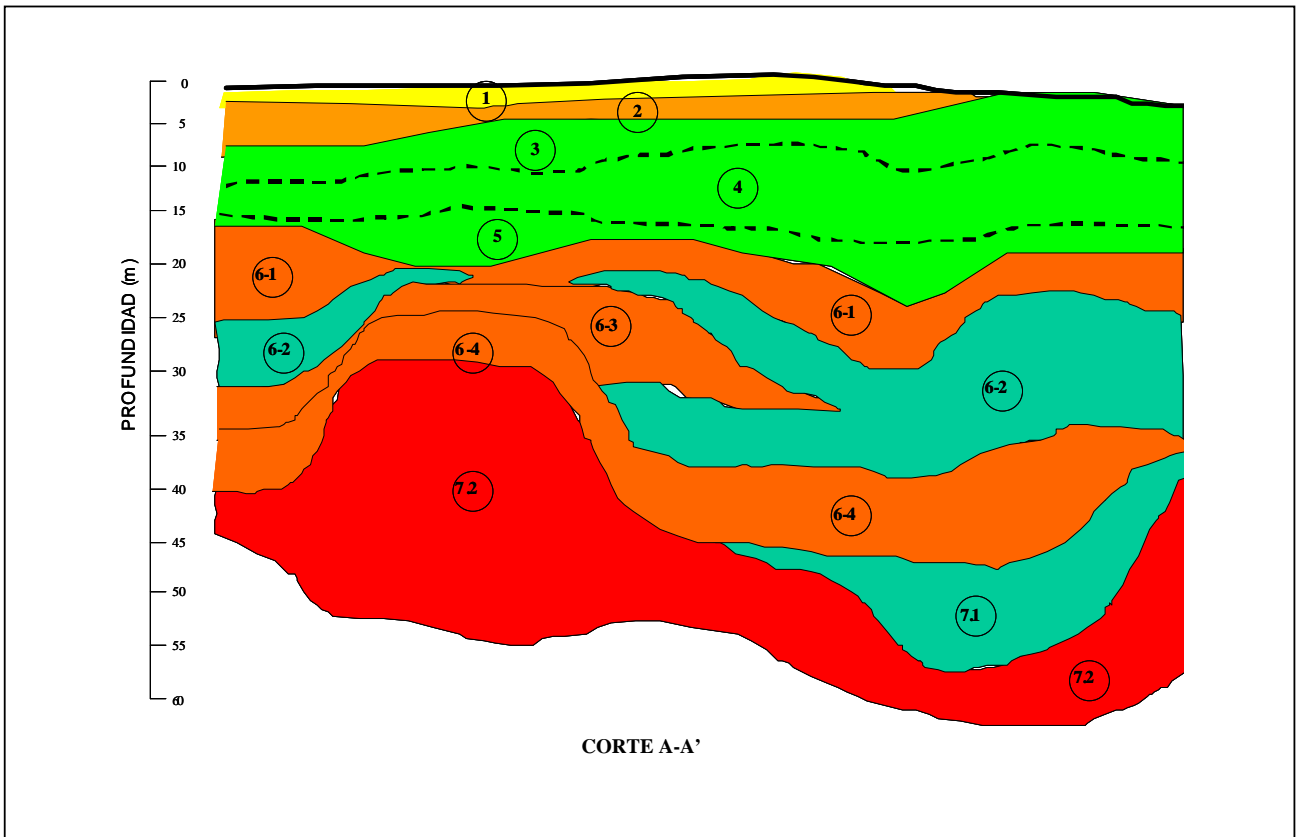


Figura 3. Corte estratigráfico general de toda el área del proyecto.

Tabla 1. Estratigrafía y propiedades del subsuelo de los sitios de prueba

UNIDAD	PROP.	SITIOS DE PRUEBA																					
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1 (SP,SP-SC)	dh (m)	0.5	3.0	1.6	1.5	1.6	2.6	1.1	0.0														
	N	22	11	20	20	28	28	20	-														
	qc (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-														
	w (%)	20	15	20	26	15	5	14	-														
	γ (kN/m ³)	18.0	17.1	17.5	17.5	18.0	17.9	18.3	-														
	Cu (kPa)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	-														
	φ (°)	36.0	31.5	25.0	30.0	36.0	36.0	25.0	-														
2 (SP,SP-SC)	dh (m)	2.3	2.0	0.0	0.5	6.4	4.0	3.3	2.2														
	N	14-18	6	-	10	20-25	39	10-18	20														
	qc (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-														
	w (%)	23	15	-	41	17	8	22	14														
	γ (kN/m ³)	17.7	16.5	-	16.5	17.9	18.2	19.3	19.0														
	Cu (kPa)	17.2	0.0	-	0.0	0.0	0.0	1.8	1.5														
	φ (°)	20.0	28.5	-	28.0	35.0	38.5	30.5	33.0														
3 (CH, MH)	dh (m)	0	2.8	1.4	1.3	2.6	0	5.2	7.0														
	N	-	7	4	7	22-38	-	5-35	3-10														
	qc (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-														
	w (%)	-	30	-	110	34	-	18	28														
	γ (kN/m ³)	-	17.4	16.4	17.3	17.5	-	19.1	19.6														
	Cu (kPa)	-	10.3	41.7	19.6	9.8	-	8.8	16.9														
	φ (°)	-	28.0	19.0	23.0	28.5	-	20.0	22.0														
4 (CH, OH)	dh (m)	2.3	1.6	4.0	3.5	0.0	4.4	3.2	4.8														
	N	6	10	1	3-7	-	2	9-11	4-11														
	qc (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-														
	w (%)	41	160	117	202	-	347	109	95														
	γ (kN/m ³)	15.3	15.1	13.5	16.4	-	14.0	17.7	18.7														
	Cu (kPa)	22.1	13.7	11.0	13.7	-	24.5	17.2	18.6														
	φ (°)	18.5	26.0	4.8	20.0	-	22.0	23.5	27.0														
5 (CH, MH)	dh (m)	1.5	3.4	1.3	1.2	0.0	9.0	6.2	4.4														
	N	35	6	4	12	-	2	37-50	28-44														
	qc (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-														
	w (%)	36	110	28	54	-	32	48	30														
	γ (kN/m ³)	18.1	16.8	16.6	17.2	-	16.5	17.0	18.3														
	Cu (kPa)	41.2	21.4	46.6	31.9	-	30.4	43.3	51.5														
	φ (°)	26.0	23.5	8.0	24.5	-	26.4	30.5	25.0														
6.1 (SC)	dh (m)	11.0	5.3	7.0	4.2	2.4	3.0	2.6	0.6														
	N	40-65	28-45	12-38	11-16	48	31	43	50														
	qc (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-														
	w (%)	20	27	21	19	25	17	23	20														
	γ (kN/m ³)	19.1	18.2	17.1	16.3	18.4	18.2	18.4	18.5														
	Cu (kPa)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	9.8														
	φ (°)	35.6	34.5	28.4	28.0	37.0	36.8	37.5	37.0														
6.2/6.3 (SC, CL)	dh (m)	5.2	3.7	6.8	4.3	10.6	3.0	6.3	4.6														
	N	45-49	48	4-8	14-28	34-65	7	62-77	32-41														
	qc (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-														
	w (%)	35	35	33	16	29	41	30	26														
	γ (kN/m ³)	18.3	18.4	17.0	17.3	18.6	17.1	19.4	18.9														
	Cu (kPa)	47.1	47.8	13.5	0	24.93	12.1	78.5	54.0														
	φ (°)	27.0	27.5	20.0	30	27.25	27.3	30.0	27.0														
6.4 (SC, SM)	dh (m)	-	1.0	6.5	4.6	3.4	4.0	0.0	1.0														
	N	-	56-68	45-81	54-61	80-95	38-45	-	-														
	qc (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-														
	w (%)	-	30	24	19	23	22	-	-														
	γ (kN/m ³)	-	18.9	19.0	18.8	19.1	18.5	-	-														
	Cu (kPa)	-	5.9	0	0	8.3	27.5	-	-														
	φ (°)	-	35.5	37.3	36.0	35.8	37.5	-	-														
7.1/7.2 (SC, SM)	dh (m)	-	5.0	-	7.3	8.0	6.0	2.1	6.4														
	N	-	80	-	42-75	54-100	72-96	58	71-91														
	qc (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-														
	w (%)	-	18	-	23	20	21	28	24														
	γ (kN/m ³)	-	19.0	-	19.2	19.4	19.0	19.0	19.5														
	Cu (kPa)	-	68.7	-	29.6	0	0	73.6	112.8														
	φ (°)	-	28.5	-	36.8	38.5	38.0	27.5	31.5														

PENDIENTE DE COMPLETAR

Si bien se aplicó una precarga para mitigar este efecto, cabe esperar que aún exista un remanente de asentamiento por consolidación secundaria que provoque dicho fenómeno. La definición del eje neutro y el cálculo de la fricción positiva y negativa se efectuó aplicando el procedimiento propuesto por Zeevaert.

Definida la magnitud de la fricción positiva y negativa hasta la profundidad total alcanzada por los pilotes o las pilas, se procedió a determinar su capacidad de carga admisible en compresión, la cual se obtuvo dividiendo a la capacidad de carga última de la punta por un factor de seguridad (FS) de 3; el resultado se sumó a la capacidad de carga por fricción, obtenida como la fricción positiva, dividida por un FS de 2; la capacidad de carga de servicio se determinó restando a la capacidad de carga admisible en compresión el peso propio del elemento de cimentación y la fricción negativa; finalmente, la capacidad de carga efectiva ante acciones accidentales se obtuvo multiplicando al valor anterior por un coeficiente de 1.30.

Para tomar en cuenta que eventualmente algunos elementos profundos de cimentación podrán trabajar a la extracción se revisó su capacidad de carga en tensión. Para efectuar este análisis se empleó un procedimiento similar al utilizado para el cálculo de la fricción positiva y negativa.

3 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

3.1 Pilas

Las pilas fueron coladas *in situ* con el procedimiento convencional empleando **broca espiral y bote cortador** para la perforación y **el colado se realizó con tubería tremie**. En todos los casos se empleó lodo bentonítico para estabilizar la perforación así como ademe metálico recuperable de **hasta 6 m de longitud** para el emboquillado. El concreto de las pilas fue de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.



Figura 4. Vista del proceso de construcción de pilas

3.2 Pilotes

Los pilotes fueron tramos prefabricados de 40 y 50 cm de sección; **se hincaron con martillos diesel de acción sencilla en algunas zonas (de hasta 110,000 lb-ft de energía) y con martillo hidráulico en otras (de hasta 60,757 lb-ft)**. Para el hincado se realizó una perforación previa en 5 m **de longitud y diámetros variables entre la sección y el diámetro diagonal del pilote**. Para pilotes largos se emplearon hasta tres tramos unidos mediante placas metálicas y soldadura.



Figura 5. Vista del proceso de construcción de pilotes

4 PRUEBAS DE CARGA

4.1 Sistemas de reacción y de referencia en pruebas estáticas

El sistema de reacción para las pruebas de carga axial tanto a compresión como a tensión, consistió en un arreglo de cuatro pilas adyacentes a la pila de prueba y dos vigas de reacción secundarias que se apoyaron sobre una viga de reacción principal; todas de acero estructural (Fig. 6). La unión de las pilas de reacción a las vigas secundarias se realizó por medio de barras *dywidag* reaccionando contra un cubo de concreto colado a las barras del armado principal de las pilas de reacción.

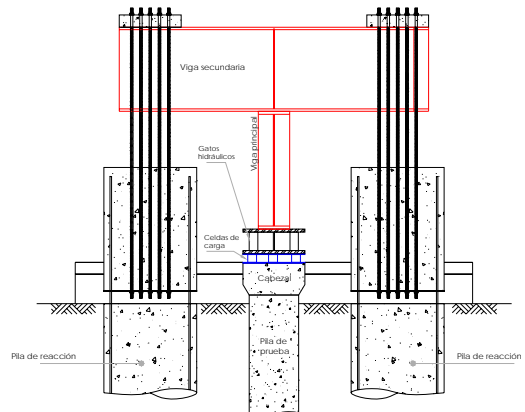


Figura 6.1 Esquema del sistema de reacción



Figura 6.2 Vista del sistema de reacción

El sistema de referencia para las pruebas de compresión consistió en dos montes metálicos que pasaban por lados contrarios a la pila de prueba. Los montes se fijaron a cuando menos 3 diámetros de la pila de prueba. Uno de los extremos de los montes se fijó al suelo mientras que el otro extremo permaneció simplemente apoyado; esto permitió la libre deformación del sistema de referencia por cambios de temperatura, sin afectar las lecturas de los instrumentos de medición.

Los desplazamientos se midieron mediante tres micrómetros colocados sobre la cabeza de las pilas dispuestos a 120 grados entre sí. Los micrómetros tenían una resolución de 0.01 de milímetro con una carrera del vástago máxima de 50 milímetros. Con estos se midieron los desplazamientos verticales en cada punto. Cada micrómetro se fijo al sistema de referencia por medio de bases magnéticas cuidando la verticalidad del vástago de medición; éstos se apoyaron sobre superficies lisas para evitar la fricción con la cabeza del pilote durante los eventuales movimientos normales al vástago del micrómetro. Así mismo, se colocó una escala de precisión graduada con resolución de 1 mm, para contar con redundancia en las lecturas de los desplazamientos. La escala se leyó por medio de un hilo piano y un espejo para evitar errores de paralelismo.

La carga se aplicó utilizando uno o varios gatos hidráulicos y una bomba manual. Cabe señalar que tanto el sistema de carga como los micrómetros fueron calibrados previamente.

4.2 Sistema de carga para pruebas dinámicas

Para llevar a las pruebas de carga dinámica en los pilotes, se empleó el mismo martillo utilizado para el hincado, pero para hacer las pruebas en las pilas hubo que diseñar y construir un martillo de caída libre con la capacidad suficiente para activar la resistencia del suelo correspondiente a dos veces la carga de trabajo.

Para poder golpear la cabeza de las pilas fue necesario también hacer un colado adicional de concreto, de resistencia rápida, con un acabado plano y liso que permitiera tener una superficie lo más uniforme posible tanto para la aplicación de la carga como para la instalación de la instrumentación. Adicionalmente se colocó un ademe metálico del mismo diámetro que la pila, en una longitud de 2m. para reforzar la cabeza, y para protegerla contra los impactos se colocó sobre ella una cama de madera y una placa metálica.

Teniendo en cuenta la experiencia actual para la ejecución de este tipo de pruebas, es recomendable que el peso de la masa golpeadora se encuentre entre el 1% y 2% del valor de la resistencia del suelo que se desee activar, así que se para asegurar tener la capacidad suficiente para probar pilas de 80cm de diámetro, se fabricó una masa de poco más de 16Ton.

Esta masa se levantaba con una grúa y se dejaba caer libremente desde diferentes alturas sobre la cabeza de la pila, a fin de producir una reacción del suelo.

Para que la carga fuera aplicada de forma totalmente axial se fabricó también una estructura de acero que sirvió como guía fija que mantenía a la masa golpeadora alineada con el eje de la pila.



Figura 7 Vista del sistema de carga para las pruebas de carga dinámica en pilas

4.3 Métodos de prueba e interpretación

Para las pruebas estáticas en compresión se siguió el método de carga estándar especificado en las normas ASTM D-1143, que establece que la carga debe aplicarse gradualmente en ocho incrementos del 25% de la carga máxima de trabajo, los incrementos de carga se aplican una vez que la velocidad de desplazamiento de la pila sea menor que 0.25 mm/hr, y sin que la duración de cada incremento sea mayor que dos horas, una vez que se alcanza la carga máxima de la prueba, ésta debe

mantenerse doce horas para después descargar en cuatro decrementos con intervalos de una hora entre cada decremento. Para las pruebas de tensión se empleó el método ASTM D-3689, siguiendo el mismo criterio descrito para las pruebas en compresión.

4.4 Interpretación

4.4.1 Pruebas de carga estática

Se evaluaron las curvas carga-desplazamiento de 18 pruebas estáticas en pilas; 15 de éstas correspondieron a pruebas en compresión y 3 fueron pruebas en tensión. De igual forma, se evaluaron 4 curvas carga-desplazamiento de pilotes en compresión. En general las curvas medidas siguieron la forma típica C reconocida por Hirany y Kulhawy (1989), salvo 2 pruebas donde se observaron curvas del tipo B por estar cercanas a la falla (Fig. 8).

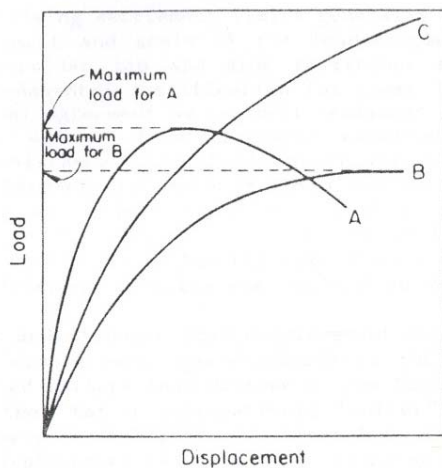


Figura 8. Formas típicas de curvas carga-desplazamiento

Atendiendo a la forma de las curvas que no alcanzaron la falla, se recurrió a un método consistente de interpretación de las mismas para por una parte, identificar o extrapolar de cada curva una carga última, y por otra, distinguir entre la carga resistida por el fuste y el aporte de la punta.

Para definir la carga última se recurrió al método de Chin (1970), que es un método matemático donde se extrapola la carga de falla a un comportamiento asintótico de la curva carga-desplazamiento, bajo la suposición de que la máxima carga aplicada en la prueba se encontraba cerca de este comportamiento asintótico. En la Fig. 9 se muestra la forma típica que resulta del análisis de una curva carga-desplazamiento con este método. La carga última se calcula con el inverso de la pendiente de la porción recta final. Análisis similares se hicieron para las 22 pruebas de carga presentadas en este artículo.

Dado que la carga y el desplazamiento se midieron únicamente en la cabeza de las pilas, en las pruebas de compresión no se midió de manera directa el aporte de la fricción; sin embargo fue posible estimar su magnitud atendiendo a la forma de las curvas; en efecto, en la Fig.

10 se muestran las curvas típicas carga-desplazamiento para pilas de la punta, del fuste y la total (Kulwahy, 1991). Se observa que la resistencia del fuste sigue un comportamiento elasto-plástico y su máximo se alcanza para desplazamientos relativamente pequeños, mientras que la curva de la punta sigue una tendencia creciente más o menos lineal y la movilización de su resistencia última requiere desplazamientos grandes. Ambos comportamientos combinados son los medidos en la cabeza de las pilas, de tal suerte que la capacidad por fricción puede ubicarse de manera aproximada entre los puntos A y B de la Fig. 10.

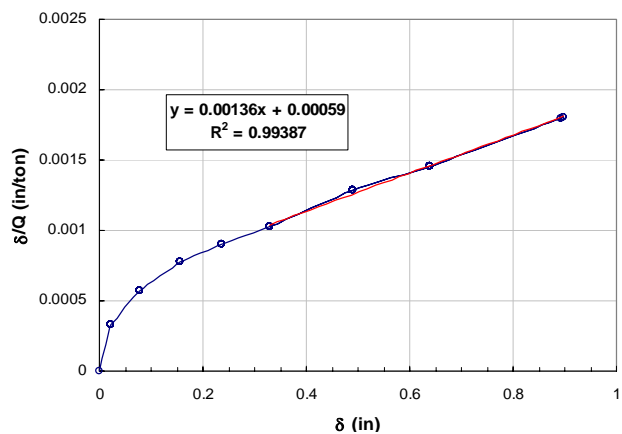


Figura 9. Método de Chin para determinar carga última

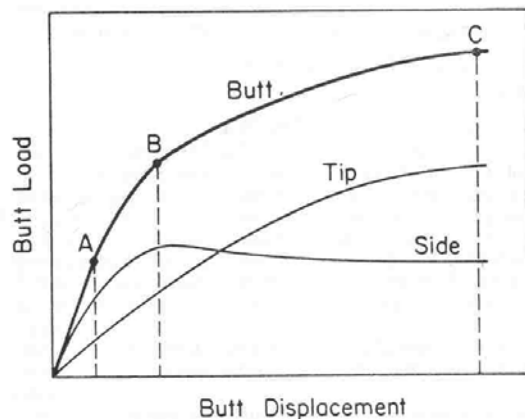


Figura 10. Curvas carga-desplazamiento de punta y fuste y total (Kulhawy, 1991)

Tamez (2003), sugiere un método gráfico simple para ubicar entre los puntos A y B la carga correspondiente al fuste (Fig. 11); éste consiste en extender una línea recta secante a los puntos B y C de la Fig. 9 hasta el eje de las ordenadas, en cuyo cruce se tiene la resistencia por fricción de manera aproximada. Este método fue el que se empleó para estimar la carga del fuste.

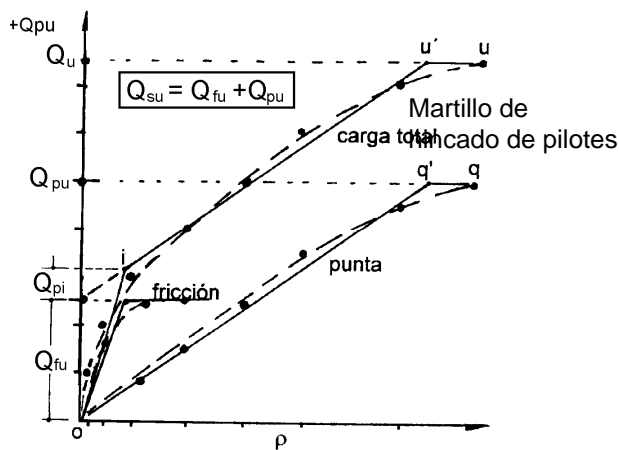


Figura 11. Método gráfico para estimar capacidad por fricción

En trabajos posteriores se presentará el análisis de las curvas con otros criterios, por ejemplo, el de Hirany y Kwlhawy, Fellenius, entre otros.

4.4.2 Pruebas de carga dinámica

Durante el hincado se miden la aceleración y la fuerza en la cabeza del pilote, grabándolas en un analizador dinámico de pilotes (PDA). En el sistema, un par de transductores de deformación y un par de acelerómetros se atornillan simétricamente en los lados del pilote, bajo su cabeza. El PDA recibe la señal de los transductores y calcula los valores de la fuerza de impacto, fuerza máxima, energía desarrollada y estima la resistencia del suelo movilizada. El arreglo general del equipo se presenta en la figura 12.

El análisis se efectúa suponiendo los valores de las constantes dinámicas y sustituyendo en el modelo del martillo las mediciones de velocidad efectuadas con el PDA. Las fuerzas medidas y calculadas se grafican contra el tiempo; si no coinciden, los parámetros del suelo se modifican y el análisis se repite hasta que el método converge. La modelación permite conocer la distribución de fuerzas y parámetros del suelo en cada segmento del pilote. Finalmente, la curva de transferencia de carga pilote-suelo se obtiene sumando la distribución de resistencias en cada segmento del modelo; con la forma de la curva se pueden observar las condiciones de hincado de los pilotes y el desarrollo de la capacidad de carga por fricción y punta.



Figura 12. Arreglo general del sistema de pruebas de carga dinámica.

5 RESULTADOS

5.1 Resumen de resultados

En la Tabla 2 se muestran de manera resumida los resultados de las 22 pruebas de carga reportadas...

5.2 Comparación de fricción de diseño y la medida

Como puede verse...

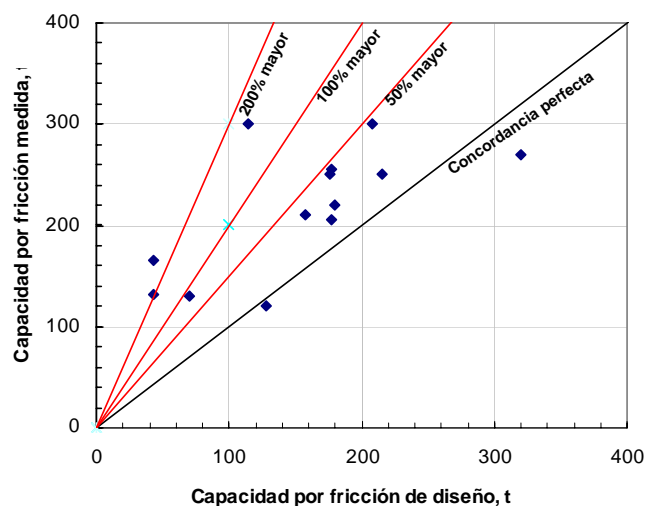


Figura 12. Comparación fricción medida vs fricción diseño

5.3 Comparación de fricción medida y capacidad admisible

Como puede verse...

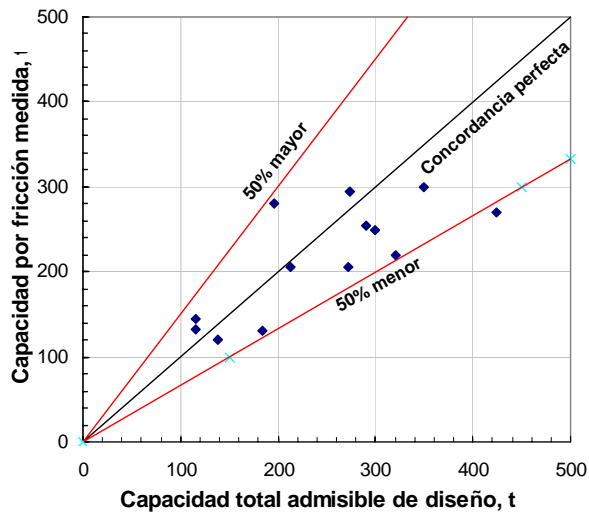


Figura 13. Comparación fricción medida vs carga admisible de diseño

5.4 Deformaciones

La comparación indica...

Sitio	Prueba		Longitud (m)	Diámetro (m)	Qmax (t)	δ (mm)	Capacidad de carga calculada Zeevaert (t)			Capacidad de carga medida (t)		
							Fricción	Punta	Total	Fricción	Punta	Total extrapolación Chin
Integración PA	1	TV-2003	27.0	0.6	454	19.60	140	1152	1292	300	271	571
	2	TV-2004	28.0	0.6	468	10.03	240	1080	1319	250	519	769
	3	TV-2000	14.0	0.6	225	13.50	93	797	890	130	167	297
	4	TV-2001	22.0	0.6	181	7.70	170	396	566	110	137	247
	5	TV-2005	25.6	0.6	394	4.82	292	1312	1604	300	430	730
	6	TV-2006	27.0	0.6	315	25.17	273	1610	1883	210	175	385
	7	TV-2007	24.8	0.6	278	5.50	278	468	746	200	497	697
	8	TV-2008	?	?	?	?	246	665	910	?	?	?
	9	TE-2001	25.7	0.6	355	24.08	335	1229	1563	220	245	465
	10	Puente58 compresión	13.0	0.6	220	44.30				165	75	240
	11	Puente58 tensión	13.0	0.6	95	8.10				132	-	132
	12	Rack MT-03 compresión	31.5	0.6	221	3.80				150	345	495
	13	Rack MT-03 tensión	31.5	0.6	95	4.40				160	-	160
Servicios Auxiliares	14	Casa de Fuerza	37.1	0.6	388	8.34	410	1410	1820	250	568	818
Aguas Amargas	15	TV-2009/TV-2012	37.1	0.6	498	8.14	235	1130	1364	250	478	728
Torre enfriamiento	16	PLT-4 Samsung	20.0	0.45	181	8.44				105	178	283
Planta Combinada	17	ITECSA compresión	36.5	0.80	311	4.80				200	255	455
	18	Dragados tensión	36.5	0.8	68	2.50				152	-	152

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la paciente y dedicada labor de los ingenieros Tomás Castillo, José María Reyes y Miguel Rufiar quienes operaron las pruebas estáticas y procesaron los datos de las mismas; igualmente valiosa fue la labor del ingeniero Miguel López encargado de la construcción de los sistemas de reacción y de carga de las pruebas.

REFERENCIAS

- ASTM (2006) "Standard test method for piles under static axial compressive load". American Standards for Testing and Materials, D-1143.
- ASTM (2006) "Standard test method of testing individual piles under axial tensile load". American Standards for Testing and Materials, D-3689.
- Chin, F.K. (1970). "Estimation of ultimate load of piles not carried to failure", *Proc. 2nd Southeast Asian Conference On Soil Eng. Singapore, 81-90.*
- Hirany, A. y Kulhawy, F. H. (1989). "Interpretation of load tests on drilled shafts Part 1: Axial compression" *Proc. Foundation Engineering, ASCE, New York, Vol. 2, 1132-1149.*

Kulhawy, F. H. (1991). "Drilled Shaft foundations", *Foundation Engineering Handbook, 2nd edition: Van Nostrand-Reinhold, New York.*

Tamez, E. (2003). "Diseño balanceado de pilas de cimentación", *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León Guanajuato.*

Zeevaert, L. (1973). "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions" *New York: Van Nostrand Reinhold Company.*