

Aporte del fuste y de la punta a la capacidad de carga axial en una pila colada *in situ* al nororiente del Valle de México

Side resistance and point contributions to the axial bearing capacity in a cast in place shaft at Northeastern Valley of Mexico

Ibarra, E., inGeum
Paniagua, W. I., Pilotec
Mendoza, M. J., Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN: Se presentan los resultados de una prueba de carga axial en una pila instrumentada de 80 cm de diámetro nominal y 32 m de longitud, construida en una secuencia de lentes arenosos, limo-arenosos y arcillas lacustres, típica del Noreste del Valle de México. El cuerpo de la pila fue instrumentado para distinguir el aporte de la punta y del fuste a la capacidad de carga axial de la pila en cada etapa de prueba y hasta la falla. Los resultados que se exponen aportan datos valiosos al entendimiento del comportamiento de pilas de cimentación, dada la escasa información sobre pruebas de carga de este tipo en el Valle de México, más aún, llevadas a la falla.

ABSTRACT: Load tests results on an instrumented cast-in-place shaft 80 cm diameter and 32 m length are presented. The site is characterized by stratified deposits of lacustrine clays interbedded with hard layers of sand and silty sand, as typically is found at Northeastern Valley of Mexico. The shaft was fully instrumented in order to identify the side resistance and tip contribution in all the load process, until the failure. Test results are of great value to understand the behavior of cast in place shafts, moreover, on a load test that reaches failure.

1 INTRODUCCIÓN

En el último lustro, se ha extendido la construcción de vialidades de cuota al Noreste del Valle de México para evitar que vehículos de carga crucen el Distrito Federal para llegar a sus destinos. Actualmente, se han concluido los circuitos que conectan al Distrito Federal con las autopistas México-Querétaro y Peñón-Texcoco. Particularmente, en el cruce de Avenida Central con el Gran Canal de Desagüe se construyó un puente perteneciente a este circuito (Figura 1), que cuenta con una longitud total de 850 m aproximadamente, dispuesto en quince claros con longitudes desde 40 m hasta 90 m.



Figura 1. Ubicación del sitio de prueba.

La cimentación de los apoyos se resolvió mediante zapatas rectangulares de concreto apoyadas en pilas

coladas *in situ*, de 1.5 m de diámetro y longitudes aproximadas de 32 m. La estratigrafía del sitio se caracteriza por la alternancia de arcillas lacustres blandas y lentes o estratos duros de arenas y limos-arenosos.

Dada la importancia de la obra, se consideró conveniente realizar una prueba de carga en una pila de prueba para verificar las consideraciones teóricas del diseño de la cimentación. La pila de prueba es de 80 cm de diámetro nominal y 32 m de longitud y se construyó *ex profeso* aledaña a uno de los apoyos con la finalidad de asegurar condiciones estratigráficas típicas que se encuentran en la cimentación del puente. Cuenta con cinco secciones de instrumentación mediante deformímetros eléctricos en acero y en concreto, *tell-tales*, así como una celda de carga en su punta, para interpretar las curvas de transferencia de carga con la profundidad y distinguir claramente el aporte de la punta y del fuste. En un artículo que se presenta en esta misma reunión (Paniagua *et al.*, 2008) se da cuenta de los detalles de la instrumentación y del sistema de aplicación de cargas, por lo que este trabajo se enfoca a la presentación de los resultados de la prueba.

2 INFORMACION GEOTÉCNICA DEL SITIO

El sitio de la prueba se ubica en la frontera entre la zona de Transición, Zona II, y la zona de Lago, zona III (GDF, 2004). Particularmente, el sitio se caracteriza por la alternancia de arcillas lacustres con lentes y capas duras.

En la Figura 2 se muestra el registro de un sondeo mixto realizado en el centro de la pila de prueba previo a su construcción. La secuencia estratigráfica fue la siguiente:

Superficialmente aparece una costra superficial endurecida por secado de consistencia media a dura, con algunos rellenos; tiene espesor de 2.0m. La resistencia de punta del cono eléctrico, q_c , varía entre 57 y 172 kg/cm^2 .

Hasta una profundidad media de 17m aparecen suelos arcillosos y limosos de consistencia blanda a media correlacionables con la **formación arcillosa superior**; la resistencia q_c varía entre 6 y 9 kg/cm^2 . Esta formación presenta intercalación con lentes duros constituidos por arena limosa de compacidad suelta a densa con resistencias q_c mayores a 55 kg/cm^2 .

Subyaciendo a la formación anterior, se encontró una **primera capa dura** que alcanza hasta 20m de profundidad. Estos suelos son predominante areno-limosos y limo-arenosos con gravillas y presentan más de 50 golpes en prueba de penetración estándar.

Bajo la primera capa dura, se encontraron **intercalaciones** de estratos arcillosos y limosos de consistencia media (q_c variable entre 10 y 20 kg/cm^2), con lentes limosos y areno-limosos de consistencia dura y compacidad densa con más de 50 golpes en prueba de penetración estándar. Esta secuencia se extiende hasta 29 m de profundidad.

Subyaciendo las intercalaciones, se encontró una **segunda capa dura** que se extiende hasta 32 m de profundidad, formada por arena media y gravillas. Presenta más de 50 golpes de la penetración estándar.

Una segunda serie de **intercalaciones** de estratos arcillosos y limosos de consistencia media a dura (q_c variable entre 20 y 30 kg/cm^2 y N_{spt} de 24 a 32), con lentes limosos y areno-limosos de consistencia dura y compacidad densa con más de 50 golpes en prueba de penetración estándar, se encontró hasta 46.5m de profundidad.

Finalmente, se encontró una **tercera capa dura** hasta la profundidad máxima de exploración igual a 50m, consistente en arena arcillosa y arcillas arenosas con más de 50 golpes en prueba de penetración estándar. El nivel de aguas freáticas se ubicó a 7m de profundidad.

3 CONSTRUCCIÓN DE PILA DE PRUEBA

La perforación de la pila de prueba se realizó con una perforadora rotatoria Watson 5000 montada sobre una grúa de orugas. Para la perforación en las formaciones arcillosas y limosas se empleó bote cortador, mientras que para las capas duras se empleó una broca *auger*; ambas herramientas fueron de 80 cm de diámetro y se intercalaron sucesivamente hasta la profundidad total de perforación igual a 32 m, es decir, la punta de la pila atravesó la segunda capa dura. La pila se perforó sin ademe ni requirió estabilización con lodos bentoníticos.

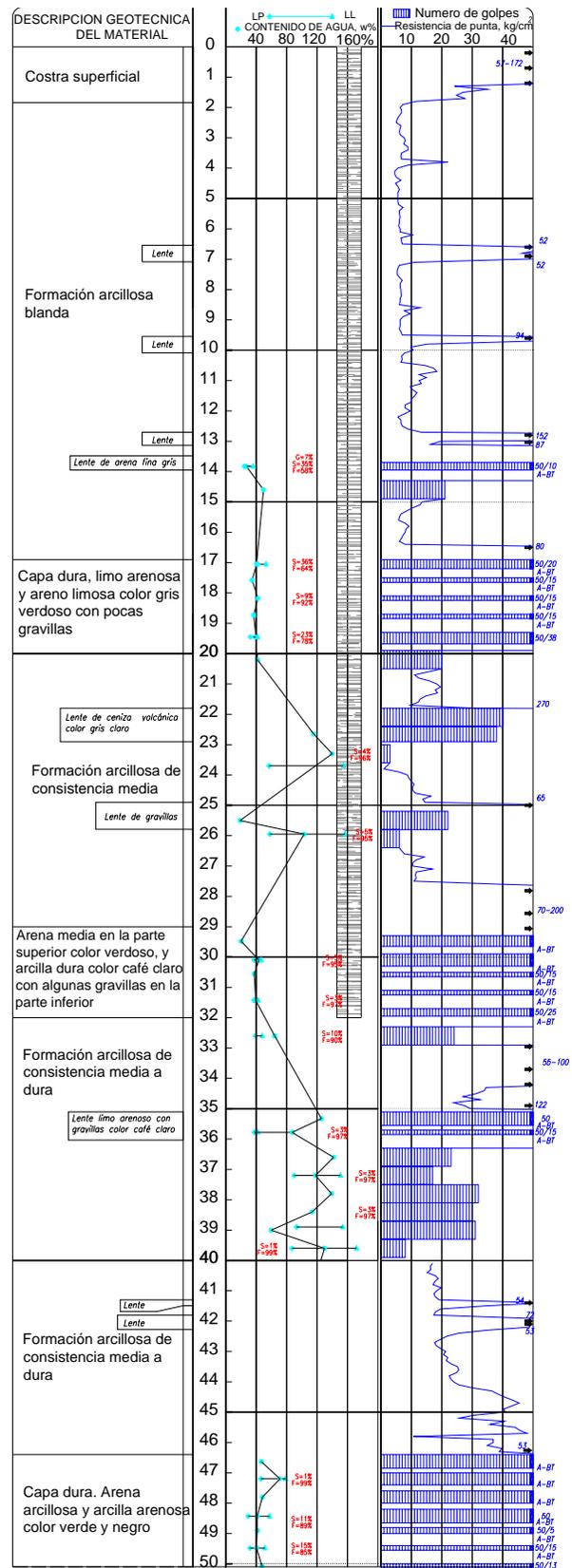


Figura 2. Sondeo mixto realizado al centro de la pila de prueba

El fondo de la perforación se limpió cuidadosamente con un bote de 0.5 m de diámetro, para retirar y almacenar en su interior los azolves. El diámetro reducido permitió

retirar el bote limpiamente sin cabeceo en las paredes de la perforación, procurando un fondo de perforación limpio. Posteriormente, se colocó dentro de la perforación el armado, que fue preparado con la instrumentación descrita, siguiendo los mismos criterios de experiencias previas en pruebas instrumentadas (Mendoza *et al.*, 2004). Debido a la instalación de estos instrumentos, fue necesario colocar el acero de refuerzo en un sólo tramo, para lo cual se utilizó un par de grúas con capacidad de 36 m de altura, que izaron el armado sujeto con cuatro estrobos; la operación se ejecutó con movimientos suaves y sin sufrir ningún golpe la celda de carga de la punta (Figura 3), aunque debe reconocerse que el armado largo y flexible sufrió fuertes deflexiones, imponiendo esfuerzos de tensión y compresión a las varillas, y por consiguiente a los deformímetros eléctricos de acero soldados a estas.



Figura 3. Armado instrumentado de la pila de prueba

Para asegurar firme contacto de la cara inferior de la celda de carga de la punta con el fondo de la perforación, se colocó inicialmente un metro de concreto, para posteriormente ahogar la punta de la pila con la celda adosada en el concreto aún fresco. El descenso del armado instrumentado se realizó hasta la profundidad prevista, sobresaliendo aproximadamente 1 m del nivel del terreno para la construcción posterior del cabezal de prueba. El colado se realizó con tubería *tremie*, retirando tramos conforme éste avanzó para evitar sacudir la tubería. El

colado se inició una hora y media después de que se depositó el armado de refuerzo instrumentado en el fondo.

4 RESULTADOS

4.1 Procedimiento de la prueba

El procedimiento empleado para la prueba de carga axial siguió los lineamientos generales del procedimiento estándar que establece la norma ASTM D1143-81, consistente en aplicar ocho incrementos de carga iguales al 25% de la carga de diseño, hasta alcanzar el 200% de dicho valor. Cada incremento de carga se aplica una vez que la velocidad de desplazamiento del cabezal sea menor que 0.25 mm/hr, sin que la duración de cada incremento sea mayor que dos horas. En caso de alcanzarse la falla geotécnica en alguno de los incrementos previstos, se debe continuar la aplicación de la carga hasta generar un asentamiento del 15% del diámetro nominal de la pila. Para la prueba que se reporta, se programaron incrementos para alcanzar una supuesta carga axial de 1200 t, de acuerdo con las indicaciones de los diseñadores. Los incrementos de carga inicialmente programados se consignan en la Tabla 1.

Tabla 1. Programa de cargas inicial, no ejecutado

200%Q _d =1200 t	Carga en t	Criterio
Primera etapa Carga de la pila	150	δ < 0.25 mm/hr o dos horas entre incremento
	300	
	450	
	600	
	750	
	900	
	1050	
	1200	

La prueba se inició según lo programado; sin embargo, durante el proceso del tercer incremento de carga no se alcanzó el valor nominal de ésta, ya que se generaron desplazamientos importantes de la pila con una carga aplicada de 378 t, lo cual acusaba un estado cercano a la falla geotécnica. Por tal motivo, se descargó controladamente la pila en dos decrementos y se reprogramó un segundo ciclo de carga en vista del comportamiento observado. La reprogramación del segundo ciclo se realizó considerando que los incrementos de carga deberían reducirse sustancialmente para definir con mayor claridad la curva carga-desplazamiento, por lo que se aplicaron incrementos de 40 t aproximadamente, hasta alcanzar la falla geotécnica de la pila. Para aplicar los incrementos sucesivos, se conservó el criterio de la velocidad de deformación mínima (0.25 mm/hr); de tal forma, se alcanzó una carga máxima de 470 t con doce incrementos de carga. Para entonces, se generó la falla de la pila al alcanzar un desplazamiento acumulado cercano al 15% de su diámetro nominal.

4.2 Respuesta carga-desplazamiento axial

La respuesta carga-desplazamiento axial en la cabeza de la pila para el primer y segundo ciclos de carga se muestra en la Fig. 4. Los resultados mostrados corresponden a los registros de las celdas de carga y los transductores de desplazamiento dispuestos en la cabeza de la pila; curvas similares se obtuvieron con los sistemas redundantes de medición (manómetros del sistema hidráulico de la bomba y gatos, indicadores de carátula, espejo y escala graduada).

Bajo el primer ciclo, se le impuso a la pila una carga máxima de 378 t en tres incrementos; en el tercer incremento la pila acusó un desplazamiento de 45.6 mm. La pila fue descargada controladamente en dos decrementos. La recuperación elástica una vez descargada fue de apenas 4.8 mm; es decir, la deformación permanente de 40.8 mm acusaba un comportamiento del sistema pila-suelo elastoplástico.

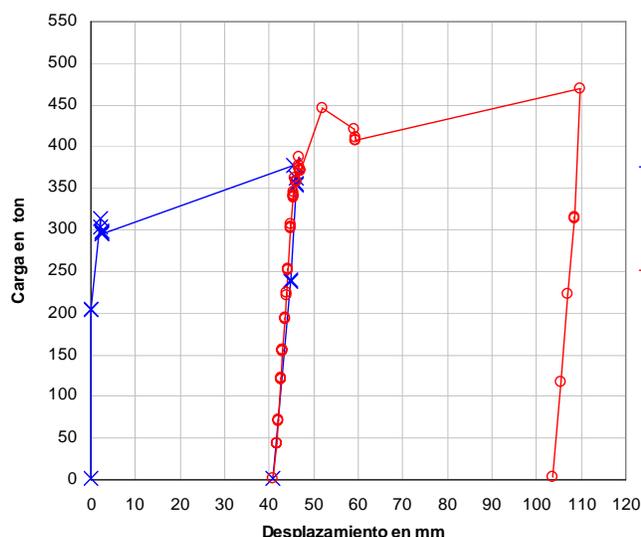


Figura 4. Curvas carga-desplazamiento medidas en la cabeza para los dos ciclos de carga

En el segundo ciclo de carga, se alcanzó un primer máximo de 446 t asociado a un desplazamiento de la cabeza de 14.5 mm; posteriormente se continuó con la aplicación de carga alcanzando un segundo máximo de 470 t con un desplazamiento en la cabeza de 69 mm. La descarga en el segundo ciclo se realizó con cuatro decrementos observándose un desplazamiento permanente para el segundo ciclo de 62.8 mm. El desplazamiento acumulado al final de los dos ciclos fue de 109.8mm, mientras que el permanente fue de 103.5 mm.

La medición del desplazamiento acumulado y carga de los dos ciclos muestra claramente la continuidad en el comportamiento; es decir, se observa que el segundo ciclo de carga retoma la misma pendiente después del máximo que se alcanzó en el primer ciclo de carga.

Los módulos de deformabilidad axial K de ambos ciclos de carga obtenidos mediante regresiones lineales, se presentan en la Tabla 2. Para la rama elástica del primer

ciclo de carga se obtuvo un valor de 1320.6 t/cm y de 678.3 t/cm para la rama de descarga. El valor alto de la rama de carga da cuenta de la velocidad alta de aplicación de la carga en este primer ciclo, resultado de programar erróneamente la prueba para una carga máxima de 1200 t.

En el segundo ciclo, se obtuvo para la rama de carga hasta antes del *peak*, una rigidez de 661.2 t/cm, mientras que en la rama de descarga la rigidez es ligeramente mayor igual a 702.7 t/cm. Ambos valores son similares a la rigidez de la rama de descarga del primer ciclo.

Tabla 2. Módulos de rigidez en carga y descarga

Ciclo de carga	K en carga, en t/cm	K en descarga, en t/cm
Primero	1320.6	678.3
Segundo	661.2	702.7

4.3 Microdeformaciones unitarias en el acero y en el concreto

Los deformímetros eléctricos colocados en el acero se dañaron al paso del tiempo (entre la construcción de la pila de prueba y su ensayo, transcurrieron cerca de 10 meses), por lo que en el momento de la prueba ninguno de éstos estaba funcionando correctamente; similar situación se presentó en la celda de carga de la punta. No obstante lo anterior, todos los sensores de concreto funcionaron perfectamente permitiendo una interpretación completa para cumplir con los objetivos planeados en este trabajo. Las microdeformaciones unitarias medias de cada sección (valores de deformación unitaria por 10^{-6}) registradas en el concreto, graficadas contra la carga axial en la cabeza de la pila se presentan en la Figura 5.

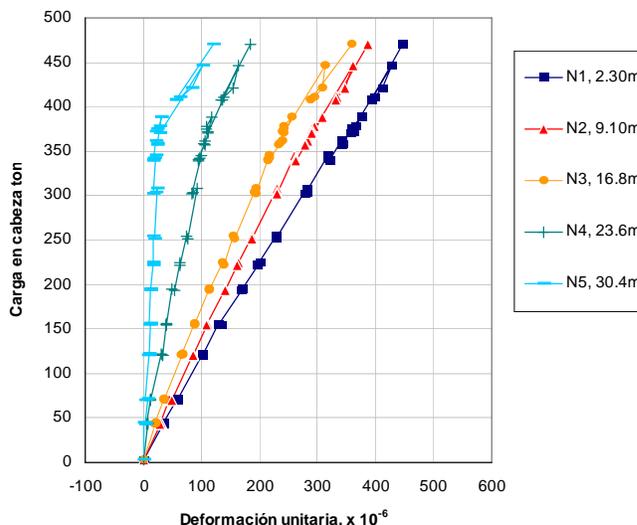


Figura 5. Microdeformaciones unitarias medias por nivel, rama de carga, segundo ciclo

Se observa que las microdeformaciones unitarias decrecen consistentemente con la profundidad de la pila para un mismo nivel de carga; así, para la carga máxima

del segundo ciclo de carga (470 t) se tienen microdeformaciones unitarias en el nivel 1, N1 (2.3m) del orden de 450, mientras que en el nivel dos, tres, cuatro y cinco los valores decrecen al orden de 380, 350, 190 y 110 microdeformaciones, respectivamente.

El efecto descrito se evidencia también al comparar las pendientes de las gráficas; en efecto, las curvas de microdeformación unitaria contra carga en la cabeza de los niveles superiores presentan menores pendientes que los niveles más profundos; así, la curva de los sensores colocados en la punta (N5) son prácticamente verticales y con valores cercanos a cero, hasta una carga de 360 t, donde la punta empieza a ser solicitada y se observa un quiebre en la tendencia. Por su parte la curva del nivel cercano a la cabeza (N1) es la de menor pendiente. Lo anterior pone en evidencia que las secciones inferiores del elemento estructural pila fueron menos solicitadas que las secciones superiores, ya que en las primeras etapas de carga el trabajo de la pila fue fundamentalmente por fricción en su fuste. Similares observaciones fueron realizadas por Mendoza y coautores (2003), derivadas de pruebas de carga en pilas instrumentadas en la zona Poniente del Valle de México.

4.4 Compresiones del cuerpo de la pila

Las compresiones o acortamiento del elemento estructural pila de prueba debidos a la carga aplicada en la cabeza, registradas en tres secciones por medio de los testigos de deformación o *tell-tales*, se muestran en la Figura 6. Se presentan los registros carga-descarga para el segundo ciclo. Los resultados muestran la compresión que sufre el elemento estructural desde el cabezal hasta cada sección donde se fijó la punta del indicador de deformación. Las diferencias existentes entre los desplazamientos registrados en la cabeza de la pila y la de los registros de los *tell-tales*, corresponden al desplazamiento relativo entre esa sección y el suelo; así, el desplazamiento de la punta de la pila puede inferirse como la diferencia entre el registrado en la cabeza, menos el acortamiento registrado con el indicador TT56 colocado a 30.4 m de profundidad.

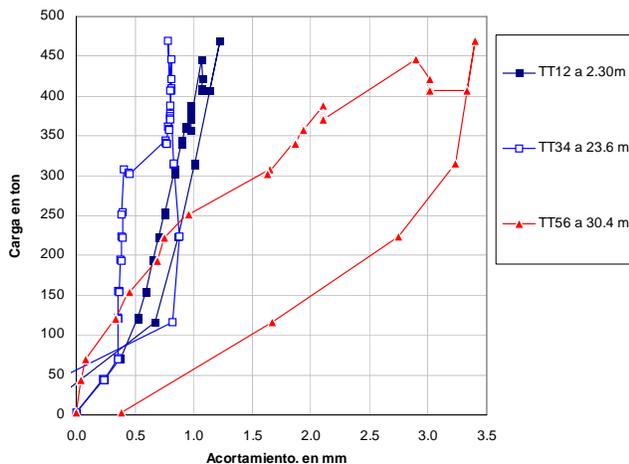


Figura 6. Registros de *tell tales*, carga y descarga del segundo ciclo

Para la carga máxima del segundo ciclo se registró una compresión del elemento estructural entre la cabeza y la sección cercana a la punta (TT56) igual a 3.4 mm, mientras que el desplazamiento registrado en la cabeza para esa carga fue de 69 mm, indicando claramente la movilización de la punta con un desplazamiento relativo respecto al suelo de 65.6 mm.

Las diferencias entre las compresiones de las diferentes secciones divididas entre las diferencias de las profundidades de la sección de referencia, representan la deformación unitaria media de ese tramo de pila. Por ejemplo, para la carga máxima del segundo ciclo de carga se registró una compresión de 1.23 mm entre la cabeza y una sección a 2.3 m de profundidad, lo que representa una microdeformación unitaria de 535, valor similar al registrado con el deformímetro eléctrico N1 de la Figura 5.

Evidentemente, las compresiones entre la cabeza y las secciones más someras de la pila deben ser menores que las de las secciones más profundas. Lo anterior se muestra claramente en los registros de los TT56 y TT12; sin embargo, el registro del TT34 no muestra ese comportamiento, indicando que probablemente se atoró la guía en el ducto de PVC. Este registro se descartó para la reducción de resultados.

4.5 Curvas de distribución de carga

Las cargas axiales a lo largo del cuerpo de la pila de prueba se obtuvieron a partir de los datos de la microdeformación unitaria en el concreto registrados en cinco secciones del elemento estructural. Las lecturas iniciales para los sensores se tomaron justo antes de iniciar las diferentes etapas de carga, por lo que en los resultados que aquí se presentan no se incluyen los efectos de los esfuerzos residuales inducidos durante y después de la construcción (Fellenius, 2005).

En los cálculos de la carga axial se tomó en cuenta el área de acero de acuerdo con el armado real de la pila, así como el área del concreto disminuida por los ductos de los *tell tales* y protecciones de cableado de la instrumentación. El diámetro considerado en toda la sección fue el nominal de 80 cm.

El módulo elástico para la sección de concreto, se obtuvo a partir de una regresión lineal de los registros de esfuerzo en el nivel N1 contra la microdeformación unitaria en la misma sección; en efecto, el nivel N1 es el más somero y se encuentra a 2.3 m de profundidad, las gráficas de la Fig. 7 muestran un comportamiento perfectamente lineal en los sensores de concreto diametralmente opuesto colocados en esa sección, resultando la media con un módulo elástico de 203,500 kg/cm². Este fue el valor empleado para obtener las curvas de distribución de carga que adelante se presentan.

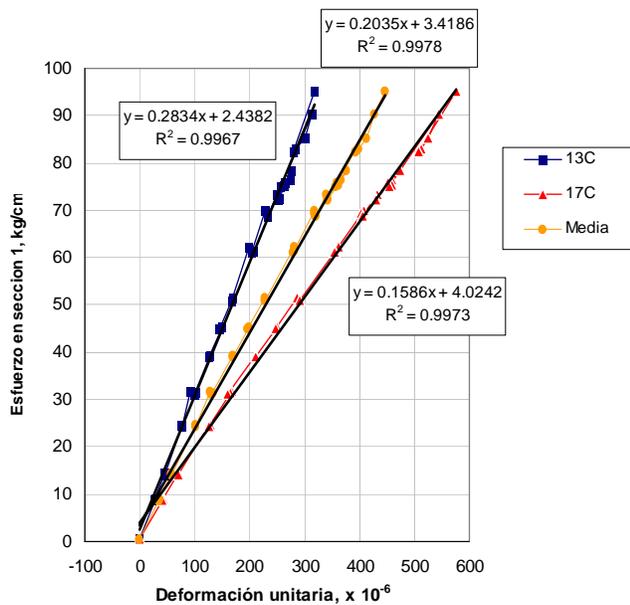


Figura 7. Gráficas esfuerzo-deformación unitaria para el concreto en nivel N1

La distribución de carga a lo largo de la pila para los doce incrementos del segundo ciclo de carga, se presentan en la Figura 8. Las gráficas indican que para valores de carga aplicada en la cabeza iguales o menores a 340 t (curva con rombos vacíos) el trabajo de la pila es fundamentalmente debido a la fricción del fuste; a partir de este valor, la punta empieza a movilizar su resistencia tomando carga creciente que alcanza un valor de 127 t para la carga máxima aplicada en la cabeza.

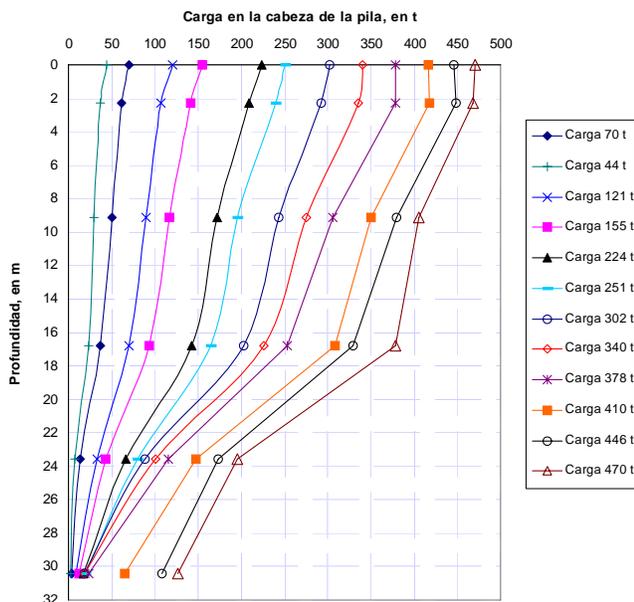


Figura 8. Curvas de distribución de carga

Lo anterior permite distinguir claramente el trabajo de fricción y de punta de la pila durante todo el proceso de carga e incluso en la etapa de falla. Así, se observa que

para la carga máxima aplicada igual a 470 t (curva de la extrema derecha en la Fig. 8), el trabajo por punta es igual a 127 t, mientras que el de fricción corresponde a la diferencia entre la carga que toma la punta y la aplicada en el cabezal, resultando igual a 343 t.

Debe señalarse que aun cuando las mediciones de la carga en la punta no fueron registradas directamente con la celda de carga dispuesta para ello, debido al daño comentado anteriormente, los registros de los deformímetros eléctricos para concreto colocados en una sección muy cercana a la punta permitieron inferirla de manera muy consistente y confiable.

5 CURVAS CARGA-DESPLAZAMIENTO DE LA PUNTA Y DEL FUSTE

En la Figura 9 se muestran las curvas de trabajo por punta y fricción así como la curva carga total-desplazamiento, para el segundo ciclo de carga. Observando la forma de la curva carga en la punta contra desplazamiento en la punta, se aprecia que no se logró agotar la capacidad de carga de la punta, siendo necesario para ello un desplazamiento mayor; sin embargo, para todo fin práctico puede considerarse que la falla geotécnica del sistema pila-suelo se alcanzó debido a los grandes desplazamientos experimentados.

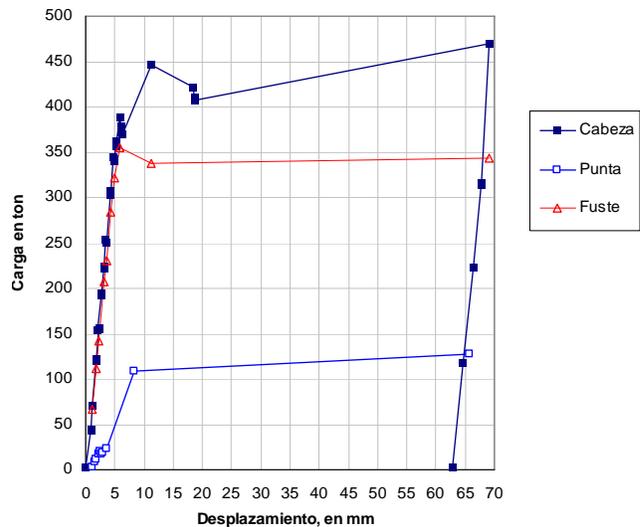


Figura 9. Gráficas carga-desplazamiento de cabeza, punta y fuste

6 CONCLUSIONES

A partir de los resultados de la prueba de carga instrumentada llevada a la falla, se emiten las siguientes conclusiones:

- Se construyó una pila instrumentada de 80 cm de diámetro y 32 m de profundidad, cuya punta atravesó la denominada “primera capa dura”, quedando apoyada en un estrato arcilloso y limoso de 24

golpes de la prueba de penetración estándar, con resistencias de punta del cono eléctrico de 55 a 100 kg/cm²

- Se aplicaron dos ciclos de carga, alcanzando la falla geotécnica de la pila en el segundo ciclo.
- Bajo el primer ciclo de carga, se le impuso a la pila una carga máxima de 378 t en tres incrementos de carga acusando un desplazamiento de 45.6 mm. La recuperación elástica una vez descargada fue de apenas 4.8 mm.
- En el segundo ciclo de carga, prácticamente se alcanzó la falla geotécnica del sistema pila-suelo para una carga de 470 t con un desplazamiento acumulado de 109.8mm.
- Las cargas axiales o curvas de distribución de carga a lo largo del cuerpo de la pila de prueba se obtuvieron a partir de los datos de la microdeformación unitaria en el concreto registrados en cinco secciones del elemento estructural. Las lecturas iniciales para los sensores se tomaron justo antes de iniciar las diferentes etapas de carga.
- Los resultados señalan claramente el mecanismo de transferencia de carga durante todo el proceso de carga y hasta la falla: en las primeras etapas, la resistencia lateral del fuste es prácticamente la única componente que aporta a la capacidad de carga axial; en etapas subsecuentes de carga, la resistencia lateral del fuste se incrementa gradualmente hasta alcanzar su límite, mostrando un estado plástico; hasta entonces se empieza a desarrollar el aporte de la punta con grandes desplazamientos asociados, el cual es creciente hasta alcanzar la falla de todo el sistema.
- La capacidad de carga por punta resultó igual a 127 t, mientras que la capacidad de carga por fricción, resultó igual a 343 t.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento al Ing. Alfredo Olivares Ponce de Metronic, quien participó diligentemente en la etapa del diseño de la instrumentación. A los ingenieros Tomás Castillo Cruz y José Luis González Herrera de inGeum, así como al ingeniero Asael Elvira de Pilotec, quienes tomaron los registros de los sensores desde su colocación en el armado, hasta el día de la ejecución de la prueba.

REFERENCIAS

- ASTM Designation D 1143-81 (Reapproved 1987), Standard test method for piles under static axial compressive load, ASTM Standards, New York.
- Fellenius, B.H. (2005) "Basics of design of piled foundations". Notes of a course and seminar, Mexico City, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

- Ibarra, E. and Mendoza, M. J. (2005), "Axial load tests on an instrumented cast-in-place pile at San Antonio crossroad in Mexico City", Proceedings of the III Young Geotechnical Engineering Conference, iYGEC, Osaka, Japón, septiembre.
- Mendoza, M. J., Romo, M. P., Botas, G., Olivares, A., Ibarra, E., Saldaña, F. y Gómez, E., "Planeación de pruebas de carga axial y lateral en pilas del distribuidor vial San Antonio, D.F.", (2004). Memorias de la XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Guadalajara Jal.
- Mendoza, M. J., Ibarra, E., Aire, C., Romo, M. P., Olivares, A., Gómez, E., y Castillo, T. (2003) "Pruebas de carga en pilas instrumentadas del Distribuidor Vial San Antonio. Vías rápidas de la ciudad de México. Informe presentado al Gobierno del Distrito Federal, mayo.
- Paniagua, W., Ibarra, E., y González, J.L., (2008) "Diseño de prueba de carga axial en una pila instrumentada colada in situ en depósitos interestratificados del oriente del Valle de México", Memorias de la XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos", SMMS, Aguascalientes, noviembre.