



Pruebas de carga axial, y su previsión teórica, en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México

Axial load tests, and its theoretical prevision, in instrumented cast in situ shafts at Viaducto Bicentenario, Estado de Mexico

Manuel J. MENDOZA L¹, Enrique IBARRA R², Miguel RUFAR J², Walter I. PANIAGUA Z³ y Esther GARCÉS C⁴

¹ Investigador Titular y Subdirector, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, mjm@pumas.iingen.unam.mx

² Ingeniero de Proyecto, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, eibr@pumas.iingen.unam.mx
MRufarJ@iingen.unam.mx

³ Director General, Pilotec S.A. de C.V., wpaniagua@pilotec.com.mx

⁴ Coordinadora de Proyecto, OHL S.A. de C.V., egarces@ohl.com.mx

RESUMEN: Al noroeste de la zona metropolitana de la ciudad de México se construyó el Viaducto Bicentenario que comunica la ciudad de México (Cuatro Caminos) y la salida a Querétaro (Tepalcapa), en el Estado de México. La superestructura está resuelta con traveses de concreto presforzado tipo Gerber. Cada traves de apoyo está soportada por dos columnas prefabricadas. Cada columna llega al sitio con su zapata monolíticamente colada y con sus cuatro huecos cilíndricos en sus esquinas, que son a través de los cuales se realiza la conexión con las cuatro pilas de cimentación coladas *in situ*. Estas pilas se desplantaron o atravesaron una diversidad de formaciones geológicas a lo largo de su trazado, abarcando desde depósitos arcillosos estratificados y arenos-limosos aluviales, hasta tobos y otras rocas más duras. En este artículo se presentan los resultados de prueba de carga axial de compresión y extracción, en dos sitios constituidos por suelos. Los resultados experimentales ponen de manifiesto la pertinencia del método de Wysocky para estimar la capacidad de carga para el caso de suelos firmes de la zona I y II de la zona metropolitana de la ciudad de México.

ABSTRACT: The Viaducto Bicentenario, an elevated toll motorway, was built at the Northwest zone of the Metropolitan Area of Mexico City, linking Cuatro Caminos and Tepalcapa in the way to Queretaro. The superstructure was solved with Gerber-type prestressed concrete girders, supported by precast concrete columns. Each column reaches the site with its monolithic concrete footing, which has a cylindrical hole in each of its corners, in order to make the convenient connection to four prebored and cast in place shafts. Because the diversity of soils and rocks along the highway trace, these foundation elements were built in clayey soils strata, alluvial silty sands deposits, tuffs and even harder rocks. The experimental results of axial, both compression and extraction, load tests in two sites, with underlying soil conditions, are discussed in this paper. These results show the convenience of the Wysocky method, in order to predict the bearing capacity of cast in situ shafts in firm soils of the Zones I and II in the Metropolitan Area of Mexico City.

1 INTRODUCCION

1.1 Descripción de la vialidad elevada

La vialidad elevada tiene como principal objetivo mejorar el tránsito vehicular sobre Periférico Norte, desde Cuatro Caminos hasta Cuautitlán Izcalli, en el Estado de México. La vialidad se dividió en 5 tramos: Tramo 1, de Cuatro Caminos a Lomas Verdes (5.6 km); Tramo 2, de Lomas Verdes a Santa Mónica (7.9 km); Tramo 3, de Santa Mónica a Valle Dorado (4.3 km); Tramo 4, de Valle Dorado a Vía López Portillo y Tramo 5, de Vía López Portillo a Tepalcapa. El viaducto elevado cruza los municipios de Naucalpan de Juárez, Tlalnepantla, Tultitlán y Cuautitlán Izcalli. Tiene una longitud de 23.5 km y beneficia a más de nueve millones de personas.

1.2 Estructuración empleada en la vialidad

El cuerpo de la superestructura es del tipo Gerber, en la que las traveses centrales isostáticas descansan sobre los extremos en voladizo de cada traves de apoyo.

La traves de apoyo está soportada por dos columnas prefabricadas aisladas; cada una de ellas llega ya con su zapata monolíticamente colada y con sus preparaciones para ser recibida por cuatro pilas de cimentación coladas *in situ*.

La zapata-columna pesa alrededor de 1,200 kN. La zapata mide 4.60 m por 3.60 m y tiene un peralte de 1.70 m. Las pilas de cimentación son de 0.80 m diámetro y de longitudes variables.

2 CONDICIONES GEOTÉCNICAS

2.1 Ubicación

En la Figura 1 se muestra la posición de los tramos que conforman el Viaducto Bicentenario (línea gruesa al Norponiente) en la zonificación geotécnica definida en las Normas Técnicas Complementarias (NTC-C) para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) (GDF, 2004). Se puede observar que el trazo del viaducto corre principalmente sobre la Zona de Lomas, excepto una porción del tramo 3 al Norte, que cruza la frontera entre la Zona de Transición y la de Lomas.

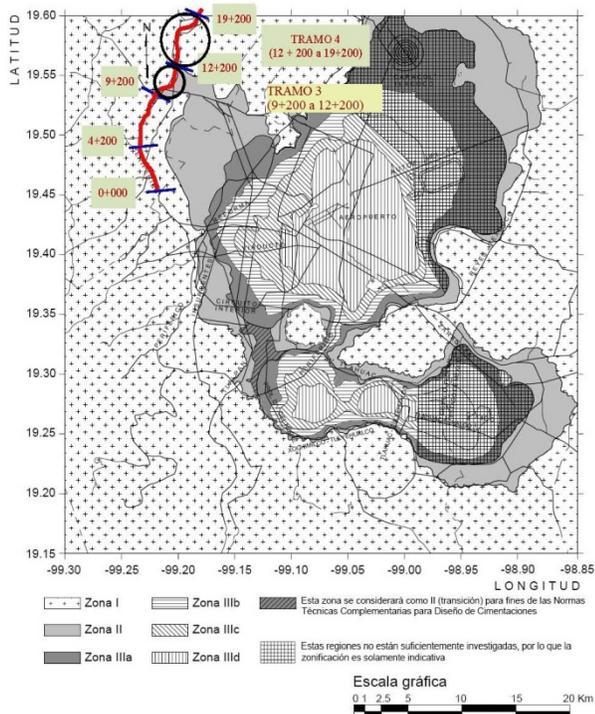


Figura 1. Zonificación geotécnica y ubicación de la obra

La primera serie de pruebas denominada A-241, atendiendo a la nomenclatura del apoyo cercano, se realizó en el Tramo 3, que se encuentra situado desde el punto de vista geológico dentro de la formación Tarango, conformada en su mayoría por tobas, brechas, polvo pumítico y materiales piroclásticos, intercalados por arenas y gravas aluviales que alcanzan espesores mayores a los 50 m. Por otra parte, la segunda serie de pruebas denominada A-72 se realizó en el Tramo 1. De acuerdo con la zonificación geotécnica definida en las NTC-C del RCDF, el sitio A-72 se ubica en la Zona I de Lomas formada por suelos firmes o rocas blandas que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos.

2.2 Estratigrafía del sitio A-241

De acuerdo con la campaña de exploración geotécnica realizada a unos cuantos metros del apoyo, los materiales detectados en los primeros 23 m de profundidad son primordialmente finos de consistencia media a firme, con una resistencia de penetración a la punta del cono eléctrico variable entre 1.5 a 2.5 MPa y resistencia a la penetración estándar de poco más de 10 golpes en los primeros 11 m, que corresponden a una arcilla; posteriormente se presenta un limo arenoso con golpes variables entre 15 y 30 aproximadamente, hasta 23m de profundidad. De las muestras inalteradas obtenidas en la arcilla y ensayadas a compresión triaxial tipo UU se obtuvieron resistencias al esfuerzo cortante c_u de 58 a 70 kPa y ángulos de fricción de 16° a 36° . En el limo arenoso el ficómetro reportó c_u de 30 kPa y ángulo de fricción de 35° . Por debajo de estos materiales de matriz fina se detectó una secuencia de materiales granulares formados por arenas limosas y arenas pumíticas finas a gruesas; de acuerdo con la prueba de penetración estándar el número de golpes es mayor a 50 a partir de los 23 m de profundidad y hasta los 37 m (máxima profundidad de exploración). Empleando el ficómetro se obtuvieron ángulos de fricción interna de 34° a 40° y c_u de 30 y 60 kPa.

En la figura 2 se muestra la estratigrafía anteriormente descrita; sólo se incluye el sondeo de penetración estándar. Cabe señalar que la prueba de carga en este sitio obedeció a que corresponde a una estratigrafía con formaciones arcillosas poco frecuentes en todo el trazo del Viaducto Bicentenario.

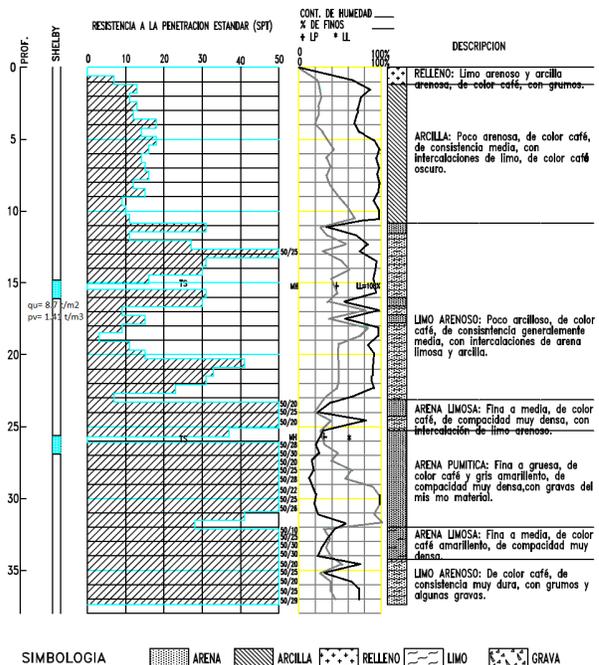


Figura 2. Estratigrafía del sitio A-241

4.2 Instrumentación colocada en una pila de prueba

El objetivo de las pruebas de carga fue distinguir y cuantificar a cabalidad, tanto el aporte por fricción en el fuste, como el aporte en la punta a la capacidad de carga de las pilas. Para cumplir con estas metas fue necesario colocar transductores o sensores eléctricos y mecánicos en las pilas, es decir, instrumentar internamente la pila. Para ello se colocaron instrumentos en cuatro secciones que se repartieron a lo largo de cada una de las pilas de prueba. En cada sección se colocaron al menos dos deformímetros de tipo resistivo (diametralmente opuestos) capaces de medir las microdeformaciones causadas por la aplicación de cargas externas. Estos deformímetros ahogados en el concreto están especialmente diseñados para medir las deformaciones mecánicas dentro de elementos de concreto hidráulico. Su elemento sensor, construido de una aleación níquel-cromo, tiene una longitud activa de 100 mm, para promediar deformaciones tomando en cuenta el tamaño de los agregados del concreto. Están integrados en un cuerpo robusto de 12.7 cm (5 pulgadas) de longitud, que resiste posibles daños durante el colado y le da protección ante humedad y ataque corrosivo.

Adicionalmente a la instalación de los deformímetros eléctricos se incluyeron *tell tales*, que son dispositivos mecánicos para medir las deformaciones entre dos puntos distantes, varios metros en nuestro caso; así, fue posible medir las compresiones de la pila entre cierta profundidad de la misma y su cabezal, ver figura 5. Consta de una varilla de acero que se coloca libre dentro de una tubería de PVC, con lo que sólo hace contacto con el concreto en su extremo inferior, ya que éste se suelda al acero de refuerzo; su extremo superior se recibe en el cabezal, en donde se somete a una tensión constante mediante un resorte. De esta manera tal varilla se convierte en un fiel de la compresión que sufre la pila desde su cabezal hasta el punto al que esté soldado su extremo inferior. Estos dispositivos han resultado muy económicos, dando resultados muy similares a los reportados mediante los sensores eléctricos.

Es importante indicar que para la pila de prueba construida en el sitio A-241, se tenía prevista la instalación de 3 extensómetros recuperables; estos no fueron instalados debido a los problemas con el tubo de PVC que los alojaría, toda vez que se deformó durante el colado de la pila, por la presión que generó el concreto fresco, imposibilitando introducir estos sensores.

En la punta de la pila se soldó una placa de acero al acero principal de refuerzo, misma que sirvió para sujetar una celda de presión de cuerda vibrante. Con dicha presión es posible estimar la magnitud de la carga que se transfiere al suelo a través de la punta de la pila.

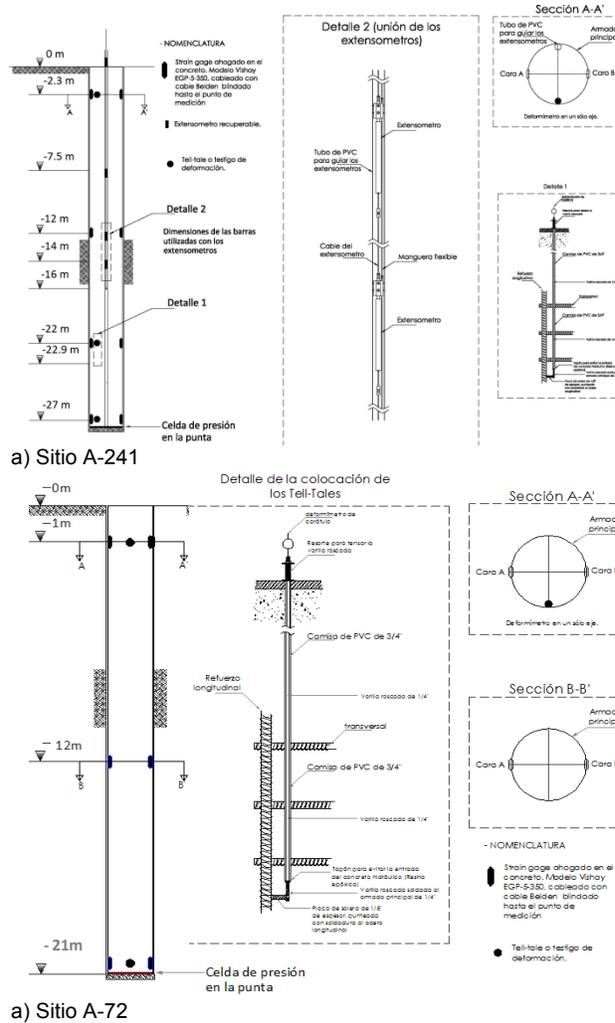


Figura 5 Arreglo general esquemático de la instrumentación de cada pila de prueba

4.3 Sistemas de medición

Para poder tomar las señales eléctricas de los sensores ahogados en la pila de prueba, de las celdas de cargas y medidores de desplazamientos colocados en la cabeza, se recurrió a un sistema automático de adquisición de datos portátil, empleando para ello varias consolas lectoras modelo P-3 de la marca Vishay, las cuales almacenan de manera sistemática los datos adquiridos.

Aunado a estos sistemas digitales de adquisición de datos se llevó un registro manual de la presión hidráulica suministrada al gato, y de las deformaciones verticales medidas mediante micrómetros colocados en varios puntos en la cabeza de la pila de ensaye. De manera similar se llevó un registro manual de las deformaciones mediante micrómetros de los *tale tells* instalados a diferentes profundidades, con la finalidad de tener mediciones del mismo fenómeno empleando para ello sistemas de medición de principios diferentes

(Dunnicliff, 1988). Sin duda, es conveniente contar con ciertas mediciones redundantes. Para medir la celda de presión con base en cuerda vibrante colocada en la punta de pila, se recurrió a una consola manual portátil, la que no era capaz de almacenar los datos, por lo que se tuvo que llevar un registro manual de éstos.

5 ENSAYES EFECTUADOS

En este trabajo se abordan únicamente los resultados obtenidos de las pruebas de compresión axial realizadas, ya que en la misma pila de prueba se realizaron ensayos a extracción y carga lateral. Adicionalmente sólo se emplearán las curvas carga-desplazamiento medidas en la cabeza, para revisar la pertinencia, o no, del criterio propuesto por Wysocky (1999) para estimar la capacidad de carga.

5.1 Ensaye en el sitio A-241

En la Tabla 1 se muestra la secuencia de aplicación de cargas para este sitio en estudio. Es importante mencionar que la secuencia de aplicación de cargas, tuvo como base lo indicado en la norma ASTM D 1143. Sin embargo, también se intercaló una prueba cíclica con incrementos y decrementos de carga, manteniendo una carga sostenida; ello con objeto de determinar parámetros aproximados de deformabilidad, ante acciones dinámicas como las sísmicas.

Tabla 1. Secuencia de aplicación de cargas A-241

Etapa	Carga			Descarga	
	Numero de incrementos o ciclos	Magnitud del incremento o ciclo	Carga máxima aplicada	Numero de decrementos	Magnitud del decremento
1 Precarga	4	250	1000	4	250
2 Carga sostenida	5	400	2000	-	-
3 Ciclaje	20	300	2300/1700	6	50
4 Falla	7	800	5600	7	800
5 Falla	9	800	7200	5	1440

Cabe señalar que durante la etapa 4 del ensayo A-241, se había desplazado la pila un poco más de 85 mm y los gatos hidráulicos estaban cerca de alcanzar el límite de su carrera, por lo que se procedió a la descarga de la pila, realizándolo de manera controlada en siete decrementos de carga, a cada 5 minutos. Sin embargo, de la inspección de los registros en la etapa anterior, se observó que la punta tuvo un trabajo incipiente, por lo que se decidió ajustar todo el sistema de cargas y aplicar una nueva etapa (5) hasta la máxima capacidad del sistema. Se aplicaron incrementos de carga de 800 kN aproximadamente cada uno, a cada 20 minutos, hasta alcanzar 7200 kN. Al llegar a esta carga, la pila se había desplazado 60 mm y los gatos

hidráulicos estaban cerca de alcanzar el límite de su carrera, por lo que se procedió a la descarga.

5.2 Ensaye en el sitio A-72

En la Tabla 2 se muestra la secuencia de

Etapa	Carga			Descarga	
	Numero de incrementos o ciclos	Magnitud del incremento o ciclo	Carga máxima aplicada	Numero de decrementos	Magnitud del decremento
1 Precarga	3	400	2000	3	400
2 Carga sostenida	5	300	2000	-	-
3 Ciclaje	10	300	2000/1500	5	300
4 Falla	11	600	2000	3	2000
DESCARGA					
1 Descarga	3	2000	2000	3	2000
2 Falla	11	600	2000	4	2000

aplicación de cargas para el sitio A-72.

Tabla 2. Secuencia de aplicación de cargas A-72

La carga máxima aplicada en este ensayo estuvo regida por el sistema de aplicación de carga; agotada totalmente la capacidad de los gatos hidráulicos, se tuvo que proceder a la etapa de descarga controlada.

Las curvas carga-desplazamiento obtenidas de los ensayos, se muestran en el siguiente apartado. Cabe aclarar que solamente se han graficado las etapas de falla; sin embargo las deformaciones mostradas incluyen las debidas a las etapas previas.

6 RESULTADOS OBTENIDOS COMPARADOS CON EL CRITERIO PROPUESTO POR WYSOCKEY

El criterio propuesto por Wysocky (1999) es una adaptación del presentado en el manual de la Federal Highway Administration FHWA88 (1999) el cual considera el criterio propuesto por Reese y O'Neill (1999). El resultado de la actualización de este método es así el FHWA88 Modificado. Debe tenerse presente que este criterio fue propuesto a partir de una base de datos experimentales obtenidos en E.U.A. (122 pruebas de cargas realizadas en pilas) y que la exploración con la que se contaba en muchos sitios donde se llevaron a cabo tales pruebas, consistió únicamente de ensayos de penetración estándar (SPT).

Para la aplicación de este criterio se deben satisfacer las siguientes condiciones:

- Longitud de pila mayor a 4.50 m
- Diámetro de la pila mayor a 0.30 m
- Las pruebas de capacidad de carga de la pila deben alcanzar un desplazamiento de al menos 4% de su diámetro, o la curva carga-desplazamiento debe mostrar un "pico".
- Las pruebas de capacidad por fricción deben alcanzar un desplazamiento de al menos 13 mm.
- La pila falla al exceder la capacidad portante del suelo (no la capacidad estructural)

- Los valores de N_{60} no deben exceder los 75 golpes.

6.1 Resistencia por adherencia-fricción del fuste de las pilas en arcillas

El método FHWA88 modificado predice la resistencia unitaria por adherencia-fricción en la interfaz arcilla-fuste de la pila, usando el Método α ; para ello, considera la variable α propuesta por Chen y Kulhawy (1994) dada por la expresión 1:

$$\alpha = 0.31 + 0.17 \left(\frac{P_a}{S_u} \right) \leq 1 \quad 1$$

Donde: α Factor empírico adherencia-fricción, que relaciona las magnitudes de la resistencia friccionante unitaria en el fuste, f_s , y la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, s_u .

P_a : Presión atmosférica = 101.3 kPa

De tal forma que la resistencia f_s en todo el fuste (sin despreciar ningún tramo de la cabeza o cercano a la punta) queda expresada como:

$$f_s = \alpha S_u < 260 \text{ kPa} \quad 2$$

6.2 Resistencia por punta de las pilas en arcillas

La resistencia unitaria por punta no sufrió cambios con respecto al método original de la FHWA 88, recurriéndose al factor de capacidad de carga, $N_c = 9$, de tal forma que la resistencia queda expresada como:

$$f_p = 9 S_u \quad 3$$

6.3 Resistencia por fricción del fuste de las pilas en arenas

La resistencia unitaria por fuste se calcula atendiendo a la propuesta de Wysockey (1999), según la expresión 4, que como se mencionó se basa en el número de golpes de la prueba SPT.

$$f_s = 4N_{60} \quad [\text{kPa}] \quad 4$$

Donde: N_{60} Número de golpes corregido por energía a la profundidad de interés, a lo largo de la pila.

6.4 Resistencia por punta en arenas

La resistencia unitaria por punta se evaluó con los valores de N_{60} promedio, obtenidos del estrato bajo la punta de la pila hasta dos veces el diámetro de la misma, según la expresión.

$$f_p = 67N_{60} \quad [\text{kPa}] \quad 5$$

6.5 Discusión acerca del enfoque de Wysockey

No se desconocen los múltiples usos y abusos del ensaye SPT, lo que puede llevar a incertidumbres considerables, cuando su práctica se aleja de la realización conforme al respectivo procedimiento estándar; al respecto, al lector interesado se le sugiere revisar el capítulo B.2.3 de Pruebas de Campo para la Determinación de Propiedades Mecánicas de Suelos y Enrocamientos, del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2012). Cabe señalar también que si bien existen corrientes de pensamiento en el sentido de que esta prueba debería incluso desaparecer, lo que es un hecho es que se emplea ampliamente en México, en los E.U.A. donde surgió, y en muchos otros países. En gran medida ello se explica porque es un medio ventajoso en términos del balance costo-beneficio, juzgando éste por el valor indicativo de la resistencia cortante del subsuelo mediante el número de golpes, así como por la obtención de muestras de suelo para su identificación y clasificación. Adicionalmente, una gran virtud de tal técnica es que a fuerza de usarla por casi 90 años, se ha generado un número muy grande de correlaciones con propiedades de los suelos, que si bien son de naturaleza heurística, han resultado muy valiosas para la práctica de la ingeniería.

En este punto, cabe señalar que se ha asumido que justamente el tipo de martillo y la técnica con los que se llevaron a cabo las exploraciones geotécnicas para el proyecto del Viaducto Bicentenario, son muy similares a los que se reconoce entregan un 60% de energía efectiva sobre la sarta de hincado. En efecto, los martillos de seguridad junto con sistemas de polea tipo "cabeza de gato" y cuerda manila, como los aquí utilizados, se ha medido que entregan entre 55% y 60% de la energía teórica (Schnaid, 2009; Wysockey, 1999). Esto significa, que no hay necesidad de hacer ninguna corrección al número de golpes registrados en campo; es claro que de haberse usado un martillo automático más eficiente que aplicase una energía más cercana a la teórica, se habría registrado un número de golpes menor.

También cabe puntualizar que atendiendo a la base de datos (decenas de pruebas de carga en pilas coladas *in-situ*, con caracterización geotécnica principalmente con SPT, de los sitios en los que éstas se realizaron en los E.U.A.) con los que contó Wysockey para generar la correlación empírica de las ecuaciones 4 y 5, puso como cota superior un valor de 75 para el número de golpes registrados. Así pues, para aquellos casos en los que $N > 75$, o de aquellos en los que una extrapolación del número de golpes y en función del avance registrado (menor de 30 cm) lleve a valores mayores de 75, se adopta sistemáticamente un valor de 75, para los cálculos correspondientes mediante esta ecuación.

Las estimaciones de carga de las pilas de prueba en concreto, se llevaron a cabo previa estimación de las resistencias unitarias tanto en el fuste como en la base o punta; para ello se recurrió a las expresiones 1, 2, 4 y 5. La contribución del fuste se cuantificó mediante la ecuación 6, reconociéndola como la sumatoria de la contribución de cada estrato i de espesor variable, Δz_i , en la que la resistencia unitaria en el fuste f_{si} se asume constante.

$$Q_S = \omega \sum_1^n f_{si} \Delta z_i \quad 6$$

donde:

Q_S es la capacidad última por fricción y/o adherencia-fricción en el fuste de la pila, kN

ω es el perímetro de la pila, m. La contribución de la punta resulta simplemente:

$$Q_P = f_p A_p \quad 7$$

donde:

Q_P es la capacidad última de la punta, kN

A_p es el área transversal de la punta, m^2

La capacidad de carga última total de la pila, Q_U , atiende a la suma de las contribuciones del fuste y de la reacción de la punta:

$$Q_U = Q_S + Q_P \quad 8$$

Debe quedar claro que esta ec. (8) tiene la implicación de que ambos aportes máximos de la capacidad de carga ocurren al mismo tiempo; sin embargo, como ha quedado demostrado con esta prueba de carga en el sitio A-241 y en otras previas (Mendoza y coautores, 2004, Mendoza 2007) mientras que el desarrollo de la reacción por fricción en el fuste toma del orden de 5 mm, por lo que al desplazamiento relativo de la pila con respecto al suelo se refiere, la reacción total de la punta requiere de 15 al 20% del diámetro de la pila; esto es, por lo menos un orden de magnitud mayor. Aquí parece prudente diferenciar entre los términos de carga última y carga de falla (Crowther, 1988). La carga última corresponde a la carga máxima aplicada a la pila, la que puede ser en exceso de la que sería necesaria para una penetración continua de la misma. La definición de la carga de falla requiere adoptar un criterio según el cual ésta se alcanza cuando se llega a cierto desplazamiento preestablecido; o bien se alcanza un máximo en la curva carga-desplazamiento. Con frecuencia, el criterio de falla se establece cuando la pila de prueba sufre una penetración en el suelo que corresponde a una fracción, digamos el 5%, del diámetro de la pila. Como es claro, estos criterios para definir la carga de falla tienen un grado de

subjetividad mayor o menor, que se recrudece cuando por la forma de la curva carga-desplazamiento no se define con claridad un máximo. Tal es el caso que nos ocupa con la prueba de carga en el sitio A-241, ya que exhibe un comportamiento con cierto endurecimiento conforme ocurre el desplazamiento.

6.6 Sitio A-241

Se procedió a estimar la capacidad de carga mediante el criterio propuesto por Wysockey (1999), usando los valores del número de golpes de la prueba de penetración estándar. Para fines de la comparación entre mediciones y predicciones, a la estimación típica se sumaron aquellas en las que se tomaron en cuenta los resultados de las pruebas adicionales de campo y laboratorio. Así, se combinaron los datos de SPT en los estratos arenosos con los de la resistencia de punta en los suelos arcillosos. Para éstos se adoptaron valores del $N_k=24$ y la segunda N_k entre 14 y 24, que se estiman las fronteras entre los que ronda el valor real, atendiendo a las sugerencias del Manual COVITUR (1987) para materiales arcillo-limosos en la ciudad de México.

Otras estimaciones realizadas tomaron en consideración los resultados de laboratorio en los estratos arcillosos, de SPT en los arenosos en donde sólo había esa información, y de pruebas con ficómetro. Para este caso y con un enfoque de Método β , la resistencia lateral está determinada por el esfuerzo normal efectivo, que es el esfuerzo horizontal, multiplicado por el ángulo de fricción δ en la interfaz pila-suelo; a su vez, el esfuerzo horizontal está relacionado con el esfuerzo vertical efectivo mediante un coeficiente K de empuje lateral de tierras; esto es lo expresado en la ec. (9).

$$f_s = \sigma_H' \tan \delta = K \sigma_V' \tan \delta = K \tan \delta \sigma_V' = \beta \sigma_V' \quad 9$$

De la ec. 6.9, se deduce que el término β es equivalente a $K \tan \delta$.

Bien sabemos que no es un problema cerrado la determinación teórica de la capacidad de carga de una pila, y para el que existen no sólo diferentes soluciones cinemáticamente admisibles, o francos enfoques empíricos, sino que la alimentación de las mismas con los parámetros de resistencia convenientes afronta una situación de incertidumbre, al emplear diferentes técnicas y enfoques para establecerlas. Por tal motivo se decidió presentar las diferentes posibles soluciones al problema, recurriendo como se ha explicado en este inciso, a unas y otras soluciones, y a diferentes técnicas de laboratorio y campo para caracterizar el comportamiento mecánico de los geomateriales.

En la Figura 6 se presenta de manera gráfica el resultado de la comparación entre el comportamiento medido de la pila de prueba, y las

diferentes estimaciones teóricas y empíricas de capacidad de carga última. Por su parte, en la Tabla 3 se da cuenta de las consideraciones adoptadas para cada determinación.



Figura 6. Comparación entre el comportamiento medido de la pila de prueba, y las diferentes estimaciones teóricas y empíricas de carga última.

Tabla 3. Consideraciones de las estimaciones (en t)

Condición	Descripción	CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA	
		Extracción	Compresión
1	La correlación de Terzaghi & Peck se empleó para obtener s_u en la formación arcillosa, aplicando las ecuaciones 1 y 2 para el fuste. N_{60} de Wysockey para los demás estratos limo arenosos en fuste y punta (ecs. 4 y 5)	562.0	679.0
2	Se obtuvo s_u de CPT con $N_k=24$ según Manual Covitur para la formación arcillosa (ecuaciones 1 y 2). N_{60} de Wysockey en la parte central (ecuación 4) y datos de ϕ con ficómetro para estratos inferiores arenosos ($f_s=\sigma_v K_0 \tan\phi$)	487.9	604.7
3	Se obtuvo s_u de pruebas UU para la formación arcillosa utilizando ecuaciones 1 y 2. N_{60} de Wysockey en la parte central (ecuación 4) y datos de ϕ con ficómetro para estratos inferiores arenosos ($f_s=\sigma_v K_0 \tan\phi$)	478.5	595.3
4	Igual que condición 3, pero utilizando sólo N_{60} de Wysockey para los demás estratos limo arenosos (ecs. 4 y 5)	583.0	699.8
5	Se obtuvo c_u de pruebas UU para la formación arcillosa utilizando ecuaciones 1 y 2. N_{60} de Wysockey en los demás estratos (ecuaciones 4 y 5)	564.4	681.3

6.7 Sitio A-72

En la figura 7 se muestra la curva carga-desplazamiento obtenida a partir del ensaye a compresión realizado para la 4ª etapa que es la de falla). En esa misma gráfica se han sobrepuesto las capacidades de carga estimadas mediante el criterio

propuesto por Wysockey (1999) y por O'Neill (1999) ambos empleando los resultados de la prueba de penetración estándar realizada en el sitio.

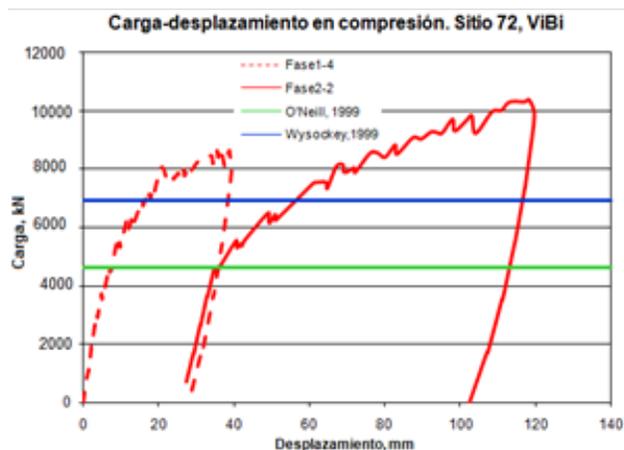


Figura 7 Gráfica carga-desplazamiento en la cabeza para cuarta etapa de carga; medición con celdas de carga y medidores de desplazamiento

7 CONCLUSIONES

Para estimar la capacidad de carga a compresión de las pilas se revisaron varios enfoques de diseño, y se adoptaron diferentes fuentes de información para definir los parámetros de resistencia cortante entre la pila y el suelo circundante, aunque cabe destacar que la fuente de información geotécnica fue primordialmente el número de golpes de ensayos SPT en formaciones arenosas. Entre las diversas estimaciones teóricas se encontraron diferencias significativas en los valores previstos con cada una de ellas. Una de esas estimaciones corresponde a la metodología sugerida por Wysockey.

Los resultados obtenidos en las pilas A-72 y A-241 destacan la pertinencia del método de Wysockey como criterio de diseño, al verificarse que las capacidades de carga última, medidas experimentalmente, son muy similares a las previstas empleando la estimación típica con la que se revisaron las pilas de cimentación de los apoyos. Se llama la atención, no obstante, que la posibilidad de sumar las aportaciones totales de fuste y punta requirió una penetración de la pila de prueba del 17% del diámetro en el caso de las pilas del sitio A-241; realmente una condición de falla.

Así pues, debe concluirse que los resultados obtenidos en este ensaye A-241, se agregan en la misma línea a los registrados en el sitio A-72 del Primer Tramo, y que confirman la pertinencia del método de Wysockey para el diseño de las pilas de cimentación del proyecto (Romo *et al.*, 2009). Desde luego, tal método tiene sus condiciones para las que es aplicable y que hay que respetar, como es el

hecho de no considerar un número de golpes superior a 75 en la prueba de penetración estándar.

Se estima que la ingeniería de cimentaciones cuenta con poderosas herramientas analíticas y sobre todo de cómputo; estas últimas permiten modelar problemas complejos; sin embargo, es tesis de los autores que los avances que pudieran darse en nuestro campo de conocimiento transitan no sólo en dicha modelación, sino en la observación del comportamiento de las cimentaciones y en la verificación experimental de las previsiones con ellas obtenidas. Unas y otras son complementarias y su puesta en práctica asegura un círculo virtuoso en el que debe sustentarse el reto de cimentar en el futuro estructuras y obras de infraestructura en esta ciudad, de manera más segura y económica.

Los resultados de las mediciones han puesto en evidencia, de manera clara y contundente, los mecanismos de transferencia de carga a lo largo de las pilas; pudo comprobarse incluso, que varios de los hechos experimentales no avalan varios de los supuestos aceptados como válidos en la ingeniería de cimentaciones de la ciudad. Un ejemplo de lo antes dicho: aquí es práctica usual en formaciones con suelos granulares asumir que la capacidad de carga está determinada por el trabajo de la punta fundamentalmente, llegando incluso a ignorar el aporte lateral por fricción, y referirse a ellas como "pilas de punta". Con base en mediciones confiables, se documenta aquí que bajo cargas inclusive bien arriba de las de trabajo, la reacción de la pila proviene primordialmente por el mecanismo de fricción en su fuste, manteniendo como reserva la contribución de la punta, y a la que podría recurrirse si es que se admiten asentamientos importantes en las estructuras.

Una vez más, se confirma la enorme conveniencia de la realización de pruebas de carga en elementos de cimentación, tales como las pilas coladas el lugar. Permite no sólo revisar la pertinencia, o no, de los criterios de diseño de una obra tan importante como lo es el Viaducto Bicentenario, sino en general para la ingeniería de cimentaciones del Área Metropolitana de la ciudad de México.

REFERENCIAS

- ASTM D 1586-99 (1999). Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils, ASTM Standards, New York.
- ASTM D 1143-81 (Reapproved 1987): Standard test method for piles under static axial compressive load, ASTM Standards, New York.
- CFE, 2012 Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo B.2.3 Pruebas de Campo para la Determinación de Propiedades Mecánicas de Suelos y Enrocamientos, Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.
- Chen, Y. y Kulhawy, F. (1994). Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts Under Axial and Lateral Loading, EPRI Research Project 1493-04, Final Report.
- COVITUR (1987) Manual de diseño geotécnico, Volumen 1 Estudios geotécnico.
- Crowther, C.L. (1988). Load Testing of Deep Foundations, John Wiley & Sons, New York.
- Dunnicliff, J. (1988) Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, John Wiley.
- FHWA (1999). Federal Highway Administration, Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Publication No.FHWA-IF-99-025.
- GDF (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- O'Neill, M. W., y Reese, L.C. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Report No. FHWA-IF-99-025, preparado por la U.S.Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA, in cooperation with ADSC. The International Association of Foundation Drilling
- Mendoza, M. J., Ibarra, E., Romo, M. P., Aire, C., Rufiar, M. y Castillo, T. (2004). Pruebas de carga axial en pilas instrumentadas de dos sitios del distribuidor vial San Antonio, D. F., Memorias XXII RNMS, SMMS, Guadalajara, Jal.
- Mendoza, M., Ibarra E., Romo, M., Rufiar, M., Mayoral, J., Paniagua, W., Garces E. (2010). Pruebas de carga axial a compresión y extracción en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México, XXV RNMS, Acapulco, México.
- Mendoza, M. J. (2007). Comportamiento y diseño de cimentaciones profundas en la ciudad de México, Trabajo de Ingreso a la Academia de Ingeniería, 48 pp, <http://www.ai.org.mx/Publicaciones/>
- Romo, M. P., Mayoral, J. M., Mendoza, M. J., Flores, F. A., Osorio, L. y Ramírez, J. (2009). Revisión de criterios de diseño geotécnico para la construcción del Viaducto Bicentenario, Estado de México (Tramo 1). Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM preparado para SAASCAEM y Viaducto Bicentenario, S.A. de C.V. (OHL).
- Schnaid, F. (2009). In situ Testing in Geomechanics, the Main Test. Taylor and Francis Group, New York.
- Wysockey M. (1999). The Axial Capacity of Drilled Shafts, Ph. D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, U.S.A.