

Diseño de la cimentación de la Torre de Control en el Aeropuerto Internacional de Cancún, México.

Foundation design for Control Tower in International Airport in Cancun, México

Walter Paniagua, Pilotec
Juan C. Moreno, Pilotec
Asael Elvira, Pilotec

RESUMEN: Se presenta el diseño de la cimentación de la nueva Torre de Control del Aeropuerto Internacional de Cancún, México, incluyendo la exploración geotécnica, el diseño por capacidad de carga, así como el cálculo de asentamientos. Se incluye el diseño y ejecución de una prueba de carga de compresión y una de tensión, en una pila construida para este propósito, así como los resultados obtenidos, comparándolos con los del diseño original.

ABSTRACT: Foundation design for the new Control Tower of the International Cancun Airport, in Mexico, is presented, including soil exploration, bearing capacity and settlement calculations. The design and execution of a load test is included, both for axial compression and tension conditions, in a pile built for this purpose, plus the results, compared with the original design.

1 INTRODUCCIÓN

El aeropuerto internacional de Cancún se coloca a la vanguardia con una nueva torre de control, la cual se ubica al centro de dos pistas, para efectuar simultáneamente operaciones de despegue y aterrizaje, y se conectan mediante un puente.

La torre forma parte de un proyecto de obras que han colocado a la terminal aérea entre las 20 más altas del mundo. La terminal se ubica en el estado de Quintana Roo, frontera con Belice, siendo la segunda con mayor flujo de pasajeros del país después de la terminal de la ciudad de México. En la figura 1.1, se muestra una vista aérea del aeropuerto.



Figura 1.1. Vista aérea del Aeropuerto Internacional de Cancún, México.

El proyecto consta de dos grandes elementos: la Torre de Control y el Edificio Base. La Torre de Control, a su vez, cuenta con tres secciones fuste, subcabina y cabina.

Este trabajo se enfoca a la cimentación de la Torre de Control, y se presenta la exploración geotécnica realizada para este proyecto, el diseño de la cimentación de la torre, la construcción de las pilas, la ejecución de pruebas de carga y la comparación de los resultados.

2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La construcción de una nueva torre de control forma parte de la ampliación del aeropuerto, que incluye una segunda pista de 2 mil 800 m de largo y 45 m de ancho, para efectuar simultáneamente operaciones de despegue y aterrizaje. La segunda pista incluye un puente que pasa por la avenida de acceso a la terminal; entre las dos pistas hay una distancia de 1,420 m. Finalmente, el puente que comunica a las pistas, tiene una longitud total de 64 m, con un ancho de 60 m. y un altura de 7.50 m.

La torre de control cuenta con una altura de 95.7 m, el diámetro de fuste 9.0 m, diámetro de sub-cabina 16.16 m y diámetro máximo 18.0 m. En la figura 2.1, se muestra la torre de control concluida.

El fuste es el elemento de soporte y elevación de la subcabina y cabina, estructurado a base de concreto reforzado con un diámetro exterior uniforme de alrededor de 9.00 m. La cimentación de la torre se resolvió mediante una losa de cimentación de 20 m por 20 m apoyada en 25 pilas de concreto coladas en sitio, de 1.50 m de diámetro y

con diferentes longitudes. En la figura 2.2, se muestra una planta de la cimentación de la torre.



Figura 2.1. Vista de torre de control, Cancún.

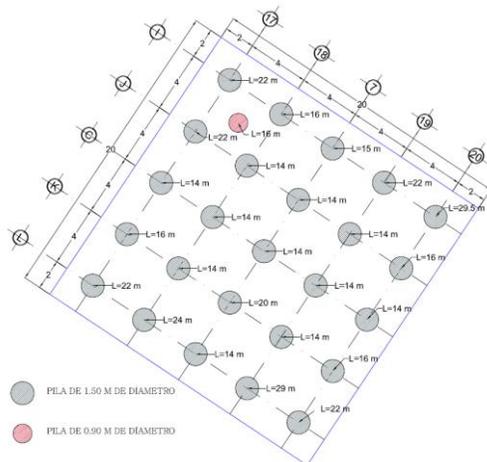


Figura 2.2, Localización pilas de cimentación de torre

3 CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

La península de Yucatán está constituida principalmente por depósitos de mar somero y arrecifales del Terciario Medio Superior y Cuaternario. Dentro de la Península, la isla de Cancún es geológicamente de las zonas más jóvenes, y su formación fue a partir de depósitos

postarrecifales, estratificados y derivados de los arrecifes que integran esta parte del continente, así como por depósitos de limos y arenas superficiales de espesor raquíto, que cubren a los depósitos marinos (Botas, 1976).

En 2006 y 2007 se realizaron trabajos preliminares y complementarios, respectivamente de la exploración geotécnica del sitio, donde se abordó de manera general una propuesta de cimentación y los análisis de estabilidad correspondientes para la torre.

La exploración consistió en la perforación de ocho sondeos mixtos combinando la penetración estándar y el muestreo inalterado con barril NX. Las profundidades de estos sondeos alcanzaron el intervalo de 18.5m a 34.70m. Adicionalmente, se realizaron 17 perforaciones de avance controlado, empleando equipos neumáticos en diámetros de 3 1/2 pulgadas; de acuerdo a los registros elaborados se presentaron en varios barrenos zonas altamente porosas y cavidades de dimensiones comprendidas mínimas de 25 cm y máximas entre 45 y 155 cm.

Se confirmó que el predio en estudio presenta condiciones estratigráficas heterogéneas tanto en espesores como en estratos. De acuerdo con el estudio, se presenta una descripción de las características particulares de las diferentes unidades litológicas detectadas (IEC, 2007):

UNIDAD I. Rellenos y/o cubierta vegetal. De manera superficial y con espesores de entre 0.40 m en la porción norte del predio y de hasta 1.20 m en el extremo sur, se puede observar una cubierta vegetal conformada preponderantemente por una arcilla plástica color café rojizo con abundante materia orgánica.

UNIDAD II. Limo café claro (Sahcab). Subyaciendo a los rellenos y a la cubierta vegetal, se encuentra un limo de color café claro a blancuzco, con alto contenido de carbonato de calcio y grumos cementados del mismo material, de consistencia muy firme a dura, el número de golpes re-portado en la prueba de penetración estándar fue mayor a 32. Este material es comúnmente conocido en la región como “sahcab”, los grumos contenidos en la estructura del suelo parecieran ser partículas granulares de diferentes tamaños (arenas y gravas), pero al disgregarse se obtiene un suelo completamente fino (limo). El espesor del estrato varía entre 1.6 y 3.6 m.

Debajo de la unidad II y hasta la máxima profundidad explorada de 34.7 m, se tiene una secuencia irregular de horizontes de roca caliza que se presenta con diferentes grados de alteración y fracturamiento, intercalados con limos arenosos altamente cementados que contienen dentro de su estructura abundantes fragmentos de roca

caliza; antes de hacer una descripción de las calizas, es necesario aclarar que el criterio empleado para designar la calidad de la roca (RQD), mismo que se determina como el cociente que resulta de dividir la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos mayores a 10 cm entre la longitud perforada por el muestreador, en la figura 3.2 se muestra la recuperación del núcleo del estrato, considerando la escala de la tabla 1.

Tabla 1. Bajo el criterio anterior se distinguen las siguientes unidades

RQD, en %	Calidad de la roca
0 - 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente



Figura 3.2. Recuperación en núcleo en roca.

UNIDAD III. Roca caliza muy alterada a medianamente alterada, de mala a muy mala calidad. Se identificó como la unidad III a la roca caliza que presentó valores de RQD inferiores al 50 %.

UNIDAD IV. Roca caliza poco alterada, de regular a buena calidad. Esta unidad se caracteriza por presentar una estructura sólida y poco vesicular, en donde el índice de calidad es superior al 50%, alcanzando valores de hasta el 90%, se trata de una roca caliza sana a poco alterada color beige.

UNIDAD V. Limo cementado con fragmentos de roca caliza. Alternado con la roca caliza y en todos los sondeos realizados se identificó un limo cementado de color beige a blanuzco, con alto contenido de carbonato de calcio y abundantes fragmentos de caliza muy alterada, de consistencia muy firme a dura, el número de golpes reportado en la prueba de penetración estándar preponderadamente fue superior 50; sin embargo, en ciertos casos se destaca la presencia de una cavidad de 70 cm a una profundidad de 21.3 m; mientras que algunos casos aislados la resistencia a la penetración estándar llegó a

bajar hasta los 23 golpes. El nivel de agua freática medido en los sondeos reporta profundidades variables entre 3.30 y 3.60 m.

En el Anexo 1 se muestran algunos de los perfiles estratigráficos resultado de los sondeos.

4 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Se describen brevemente los criterios de análisis que fueron aplicados para realizar los trabajos de revisión y diseño geotécnico para la alternativa de cimentación propuesta a base pilas coladas en sitio.

Dichos análisis, se basan en las características del proyecto, así como en la estratigrafía y propiedades del subsuelo y análisis estructural.

En base a lo anterior, se consideró para fines de diseño evaluar la resistencia al esfuerzo cortante de ambas unidades, mediante correlaciones empíricas, idealizándolas como una sola masa de suelo con un comportamiento “puramente friccionante”.

De los análisis geotécnicos correspondientes, se determinó de igual forma, que para garantizar su estabilidad se requiere de una sección de pila con un diámetro mínimo de 1.50 m y una longitud de pila mínima efectiva de 16.00 m, esto bajo condiciones estáticas, sin embargo como ya se indicó en sondeos de avance controlado, se reportaron zonas altamente porosas y anomalías a profundidades muy erráticas, y que al ser analizadas, condicionaron la determinación del nivel de desplante para cada apoyo en particular. En este sentido, se presentan dos casos de desplante: 1) Pilas con anomalías por abajo de su nivel de desplante, en las cuales se garantizó que estas no se localicen en al menos un espesor mínimo de tres veces el diámetro de pila (4.50 m), correspondientes a pilas con una longitud mínima de 16.00 m y 2) Pilas en donde no se satisface lo anterior y fue necesario profundizar su nivel de desplante con longitudes de pilas de 19.00, 22.00, 23.00, 24.00 y 27.00 m, respectivamente. Cabe mencionar particularmente para el caso de los apoyos de esquina se recurrió a la máxima profundidad de desplante con la finalidad de garantizar su estabilidad ante condiciones accidentales.

Bajo estas condiciones aportadas por la mecánica de suelos, se presentan los análisis de la revisión de las condiciones de estado límite de falla (capacidad de carga) y de servicio para el tipo de cimentación indicado.

Análisis de capacidad de carga

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible se consideró las relaciones teóricas indicadas en la (SMMS, 1983), donde la expresión general de la capacidad de carga unitaria teórica para una pila de punta es:

$$Q_p = q_p A_p N'_q \quad (1)$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{FS} \quad (2)$$

En la cual:

Q_p , capacidad de carga última de las pilas (ton).

Q_{adm} , capacidad de carga admisible (ton).

FS, factor de seguridad (igual a 3).

A_p , área de la sección transversal de la base de la pila.

q_p , presión vertical en el suelo al nivel de desplante.

N'_q , factor de capacidad de carga por Meyerhof, 1976.

De lo anterior se revisaron diámetros comprendidos entre 0.80 y 1.50 m, determinándose capacidades de carga admisibles variables entre 455 y 1466.73 ton para pilas con una longitud de pila efectiva de 16.00 a 24.00 m.

Finalmente de acuerdo a los resultados reportados por el ingeniero estructurista, bajo cargas accidentales las pilas estarán sujetas a tensión. La capacidad de carga última por tensión de las pilas, Q_t , se estimó con la siguiente expresión (SMMS, 1983).

$$Q_t = p \beta p'_0 L + W_p \quad (3)$$

Donde:

p , representa el perímetro de la pila.

p'_0 , es la presión vertical efectiva promedio a lo largo del fuste de la pila.

W_p , es el peso de la pila.

$$\beta = K_s \tan \delta$$

K_s , es la relación entre los esfuerzos efectivos horizontal y vertical, en el fuste de la pila,

$$K_s = K_o$$

$\tan \delta$, coeficiente de fricción lateral pilote-suelo.

L , es la longitud de la pila.

De acuerdo a pruebas de carga a escala natural, el valor considerado de $\beta=0.5$

Con los parámetros indicados, y considerando un factor de seguridad de 2, se obtuvieron capacidades de carga a la tensión variables entre 108.92 y 780.83 ton, para longitudes de pila comprendidas entre 16.00 y 27.00 m.

Análisis de asentamientos

Tomando en consideración las características del material que se encuentra debajo del nivel de desplante de las pilas, las deformaciones de la masa de suelo serán de tipo elásticas, presentándose de forma inmediata durante el proceso de la construcción; la deformación para las pilas individuales se estimó aplicando la siguiente expresión (SMMS, 1983).

$$\delta = \frac{1.57 Q (1-\nu^2)}{E_s \sqrt{A_p}} \quad (4)$$

Donde:

δ , asentamiento inmediato, en cm

Q , carga admisible en la cabeza de la pila, en kg

ν , relación de Poisson, a dimensional (0.30)

E_s , módulo de elasticidad del estrato de apoyo, 28000 kg/cm²

A_p , área de la sección transversal de la pila, en cm²

Además de los asentamientos originados en la estructura del suelo, se hizo una estimación del acortamiento que sufrirán los elementos de cimentación por la carga que se encontrará actuando sobre de la pila, sin embargo estas deformaciones en el cuerpo de la pila son prácticamente imperceptibles por lo que en este caso se desprecian. La magnitud de los asentamientos totales estimados de esta manera, presentan una magnitud máxima de 4 cm, lo cual se considera admisible y ocurrirá durante el proceso constructivo.

Modulo de reacción de las pilas. Se define como la relación de carga máxima a compresión inducida en la cabeza de las pilas y el asentamiento máximo obtenido de 4 cm de esta manera resulta que para pilas de 1.50 m de diámetro, su modulo de reacción es de 317.30 ton/cm.

5 CONSTRUCCIÓN DE PILAS

Se inició con la ubicación y trazo referenciado del arreglo geométrico de las cuatro pilas de reacción y de la pila de prueba. La perforación se realizó con una perforadora rotatoria marca Watson, modelo 5000 (100,000lb-ft de par de torsión) montada sobre una grúa de orugas marca Link Belt, modelo LS-108 (45 t). Para la perforación en los

estratos superficiales se empleó broca *auger* mientras que para mayores profundidades y bajo el nivel freático se empleó bote cortador. Las pilas de reacción tuvieron dimensiones nominales de 1.5m de diámetro y 22m de profundidad, mientras que la pila de prueba se perforó con diámetro de 90cm y profundidad de 17.0m; todas las pilas se perforaron con ademes cortos y utilizando lodos con polímeros (Fig. 5.1).

Una vez alcanzada la profundidad máxima de perforación de cada pila, el fondo se limpió cuidadosamente con un bote de menor diámetro, para retirar y almacenar en su interior los materiales cortados acumulados en el fondo. El diámetro reducido permitió retirar el bote limpiamente sin cabeceo en las paredes de la perforación que hubiesen generado nuevos caídos. Con estas precauciones se procuró un fondo de perforación limpio.

Posteriormente, se colocó dentro de la perforación el armado. Para la pila de prueba, el armado se instrumentó previamente con los instrumentos descritos anteriormente. Especial atención se puso al izaje del armado de la pila de prueba, para evitar deflexiones importantes que pudieran dañar los indicadores de deformación a profundidad.

El colado de todas las pilas se realizó con *tubería tremie* de conexión rápida, retirando tramos de tubería conforme el colado avanzó en la perforación. Con esta maniobra se evitó el agitado o movimientos ascendentes-descendentes bruscos, que usualmente se realizan en colados convencionales, con posibles daños al armado y a la instrumentación, o defectos en durante el colado. El concreto que se empleó tanto para las pilas de reacción como para la pila de prueba fue de $f'c=400 \text{ kg/cm}^2$, resistencia rápida.



Figura 5.1. Proceso constructivo de pilas

La pila de prueba no forma parte de los apoyos definitivos de la Torre, por lo que su diámetro menor atiende a la

necesidad de llevar la prueba hasta el doble de la capacidad de carga admisible en compresión y en tensión, con un sistema de reacción y de aplicación de cargas de hasta 1500t para el trabajo del primer tipo y de 300t para la tensión. La información derivada de esta prueba aporta elementos valiosos para la verificación de las hipótesis del diseño geotécnico.

Además se le realizaron pruebas de integridad a la pila de prueba y a las pilas de reacción, con la finalidad de verificar la integridad del concreto en cada uno de los elementos. Las pruebas fueron realizadas con el equipo PIT (*Pile Integrity Tester*) de la compañía *Pile Dynamics*.

6 PRUEBA DE CARGA

Dada la magnitud de la obra, se consideró la pertinencia de verificar experimentalmente, en la etapa de construcción, las estimaciones teóricas de capacidad de carga realizadas para el cálculo de la cimentación de la Torre, se desarrolló el diseño y ejecución de una prueba de carga axial a compresión y una prueba de carga axial a tensión sobre una pila instrumentada construida *ex-profeso* que reconoceremos aquí como pila de prueba. La instrumentación se orientó a conocer no solo las características de resistencia y deformabilidad del sistema pila-suelo medida en la cabeza, sino a medir también desplazamientos relativos entre la cabeza y tres secciones de la pila, incluyendo su punta.

La pila de prueba es de 90 cm de diámetro nominal y 16.9 m de longitud; cuenta con tres secciones de instrumentación mediante *tell tales* o testigos de deformación a profundidades repartidas a lo largo del fuste de la pila, con los que se pueden conocer las compresiones del elemento estructural en diferentes secciones, así como los desplazamientos relativos, especialmente el de la punta. Adicionalmente, es posible interpretar de manera aproximada la curva de transferencia de carga con la profundidad.

6.1 Diseño de pruebas

El sistema de reacción está constituido por dos vigas secundarias de acero, con peralte total de 1.40m y longitud de 5m, rigidizadas mediante atiezadores soldados perpendicularmente al alma de la viga y placas en ambas caras. Sobre las vigas secundarias reacciona una viga principal rigidizada con atiezadores y sellada con placas formando un cajón; la altura total de la viga principal de 1.90m y su longitud es de 5m. En la Fig. 6.1 se muestra el esquema del arreglo general en planta y en las Figs. 6.2 y 6.3, se presentan las elevaciones del arreglo para la prueba de compresión y tensión, respectivamente.

Procedimiento de prueba a compresión

El procedimiento empleado para la prueba de carga axial, siguió los lineamientos generales que establece la norma ASTM D 1143-81 (ASTM 1994). Particularmente, el procedimiento estándar consiste en aplicar ocho incrementos de carga iguales al 25% de la carga de diseño, hasta alcanzar el 200% de dicha carga.

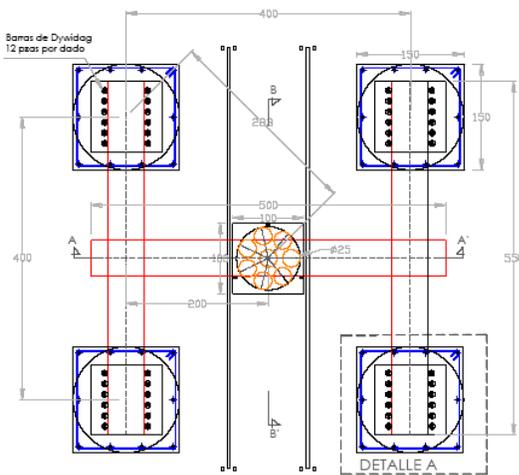


Figura 6.1. Esquema del arreglo general en planta para la prueba de compresión

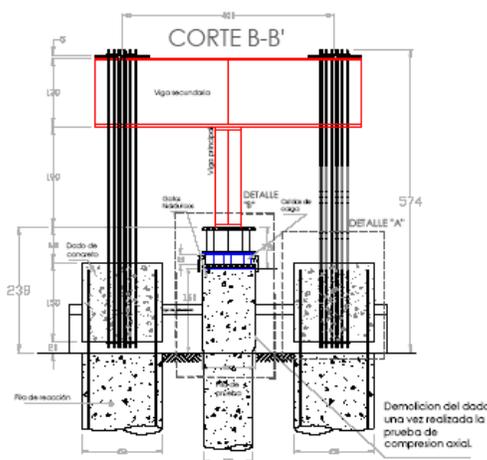


Figura 6.2. Elevación del arreglo para la prueba de compresión

Cada incremento de carga se aplica una vez que la velocidad de desplazamiento del cabezal sea menor que 0.25 mm/hr, y sin que la duración de cada incremento sea mayor que dos horas (Fig. 6.4). 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. Si la carga prevista del 200% se alcanza, esta se mantiene

durante 12 hr o 24 hr, y posteriormente se procede a descargar en decrementos del 25% de la carga de diseño. Para la ejecución de la prueba, se contempló el procedimiento estándar, para alcanzar una carga axial de 1,474 t. Los incrementos de carga programados, se señalan en la Fig. 6.5.

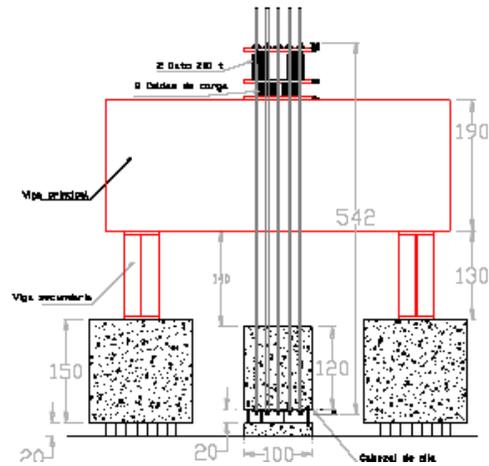


Figura 6.3. Elevación del arreglo para la prueba de tensión

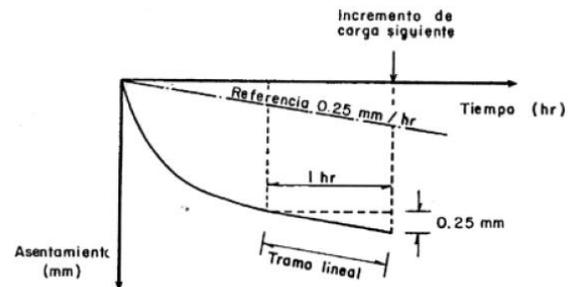


Figura 6.4. Criterio para aplicación de siguiente incremento de carga

Procedimiento de prueba a tensión

Para la ejecución de la prueba, se contempló el procedimiento estándar indicado en la norma ASTM D-3689 (ASTM, 1995), para ésta prueba, se aplica el mismo criterio de incrementos, permanencia de la carga, decrementos y falla que la prueba a compresión. Los incrementos se llevan hasta alcanzar una carga nominal a tensión de 286 t. se señalan los incrementos de carga en la Fig. 6.6.

6.2 Descripción de la instrumentación

Instrumentación para la prueba de compresión. Atendiendo a los objetivos planteados para este trabajo se diseñó una instrumentación cuyo enfoque fue conocer no sólo la relación carga-deformación del sistema pila de

prueba-suelo mediante registros en la cabeza de la pila, sino también registrar los desplazamientos relativos entre la cabeza y tres secciones de la pila, incluyendo la punta, para poder inferir de manera aproximada las curvas de transferencia de carga a lo largo del cuerpo de la pila, estos indicadores se colocaron a; 3 m., a 9 m., y a 16.7 m. de profundidad. En la Fig. 6.7., se muestra un esquema de la construcción de los indicadores de deformación o *tell tales*.

	$Q_u=1,474\text{ t}$	ΔQ , en % Q_u	Carga, en t	Criterio
	Ensaye de compresión axial	Primera etapa Carga de la pila	12.5% Q_u	
12.5% Q_u			368.50	
12.5% Q_u			552.75	
12.5% Q_u			737.00	
12.5% Q_u			921.25	
12.5% Q_u			1,105.50	
Segunda etapa Descarga de la pila		-25% Q_u	1,289.75	4 horas
		-25% Q_u	1,474.00	
		-25% Q_u	1,105.50	
		-25% Q_u	737.00	
		-25% Q_u	368.50	
		-25% Q_u	0.00	

Figura 6.5. Programa de cargas para prueba axial a compresión

	$Q_u=286\text{ t}$	ΔQ , en % Q_u	Carga, en t	Criterio
	Ensaye de tensión axial	Primera etapa Carga de la pila	12.5% Q_u	
12.5% Q_u			71.50	
12.5% Q_u			107.25	
12.5% Q_u			143.00	
12.5% Q_u			178.75	
12.5% Q_u			214.50	
Segunda etapa Descarga de la pila		-25% Q_u	250.25	4 horas
		-25% Q_u	214.50	
		-25% Q_u	143.00	
		-25% Q_u	71.50	
		-25% Q_u	0.00	

Figura 6.6. Programa de cargas para prueba a extracción

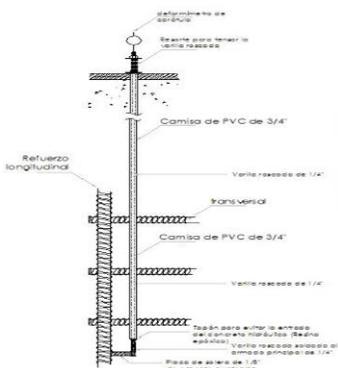


Figura 6.7. Esquema de construcción de los testigos de deformación a profundidad

La carga aplicada en el cabezal de las pilas se midió mediante cinco celdas de carga colocadas entre los gatos hidráulicos y la placa de acero que remataba el cabezal de la pila de prueba. Un sistema redundante a este fue el de las lecturas manométricas de la presión de los gatos

aunadas al conocimiento del área útil del sistema, que permitieron prever el valor aproximado de las cargas aplicadas para el control de los ensayos; para ello se dispusieron dos manómetros: uno a la salida de la bomba eléctrica y otro más en la zona de los gatos hidráulicos. En el caso de los desplazamientos del cabezal, éstos se midieron con tres sistemas redundantes: dos transductores de desplazamiento eléctricos, tres indicadores de carátula de desplazamiento eléctricos, tres indicadores de carátula y una escala graduada con hilo piano y espejo adosado al cabezal. En la Fig. 6.8., se muestran vistas y colocación de la instrumentación sobre el cabezal de la pila de prueba para el ensaye en compresión.

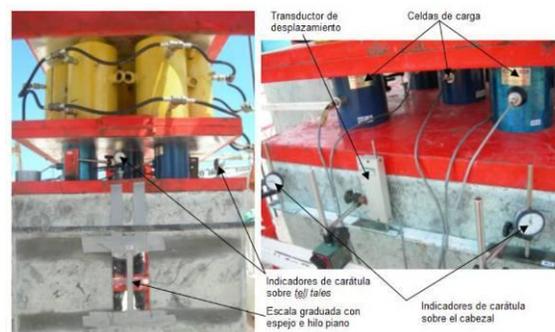


Figura 6.8. Instrumentación sobre el cabezal de la pila durante la prueba de compresión

Instrumentación para la prueba a tensión. De manera análoga a la prueba de compresión, para la prueba de tensión se registraron las cargas impuestas y los desplazamientos en el cabezal por medio de sistemas pares redundantes. La carga se registró por medio de dos celdas dispuestas sobre la viga de reacción principal, así como por la presión y el área efectiva de dos gatos hidráulicos. Los desplazamientos se registraron con los indicadores de carátula, un transductor de desplazamiento y la escala graduada con el espejo e hilo piano. En la Fig. 6.9 se muestra una vista de la instrumentación descrita.



Figura 6.9. Instrumentación durante la prueba de tensión

6.3 Ejecución de pruebas

Prueba de carga a compresión. Sobre cada una de las cuatro pilas de reacción, se construyó un dado de concreto

armado; los dados cuentan con altura total de 1.5m y sección en planta cuadrada de 1.5m por lado. La unión de cada pila de reacción a las vigas secundarias se realizó por medio de 12 barras roscadas de alta resistencia (dywidag) reaccionando contra el cubo de concreto colado y unido a las barras del armado principal de las pilas de reacción.

Las cargas durante la prueba se aplicaron mediante ocho gatos hidráulicos ENERPAC del mismo modelo, con capacidad para 200 t cada uno, de tal forma que en conjunto se tenía una capacidad de 1600 t. Los gatos estaban unidos a una bomba hidráulica eléctrica, la bomba contaba con un manómetro con resolución mínima de 200 psi, además de contar con otro manómetro cercano a la ubicación de los gatos, sobre el cabezal de la pila. Estos manómetros sirvieron para el control de la aplicación de las cargas por lo que se llevó un registro manual de las presiones aunado al de las celdas de carga.

Se realizó una prueba de carga axial en compresión en la pila de prueba, siguiendo los lineamientos indicados en la norma ASTM D-1143; La pila de prueba se construyó e instrumentó para este propósito. Las pilas de reacción fueron de 1.5 m de diámetro y 22.90 m de longitud aproximada, las cuales corresponden a la cimentación definitiva. En la Fig. 6.10., se presenta el arreglo para el sistema de reacción a compresión axial utilizado en esta proyecto.

Prueba de carga a tensión. Se realizó esta prueba en la misma pila de prueba. La aplicación de las cargas se realizó empleando el sistema de la prueba de compresión axial pero invirtiendo la posición de las vigas de reacción y de la viga principal. La carga se transmitió a la pila de prueba a través de su cabezal, el cual se conectó a dos gatos dispuestos sobre la viga principal, por medio de diez barras de alta resistencia. Entre los gatos y la viga principal, se colocaron dos celdas de carga.

6.4 Resultados

Resultados de prueba a compresión. Se alcanzó una carga máxima de 1,474 t, con una duración de 4.5 hr; la carga máxima se mantuvo durante 12 hr para posteriormente descargar en cuatro decrementos de carga durante 2hr aproximadamente.

Se muestran los registros de la carga obtenida con las celdas de carga contra el tiempo de prueba. Se observa que la duración total de la prueba fue de 1,120 min (18.7 hr), alcanzando la carga máxima en 280 min (4.7 hr) la cual se mantuvo durante 12 hr, para descargar posteriormente en un lapso de 2hr. En la primera parte de la gráfica se puede apreciar el tiempo en que se mantuvo cada incremento de carga. De los registros se observa que en el último

incremento de carga y durante la carga sostenida máxima se realizaron pequeños ajustes a la presión de la bomba para mantener la carga nominal. (Ver figura 6.11)



Figura 6.10. Sistema de carga para prueba de compresión axial

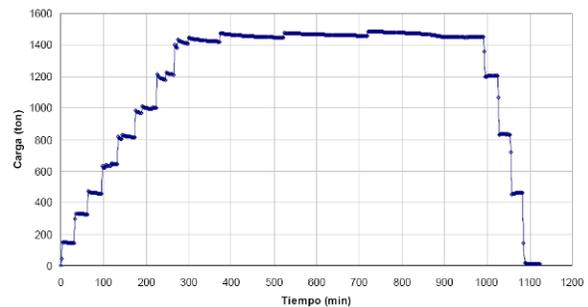


Figura 6.11. Tiempo contra carga aplicada en el cabezal registrado con las celdas de carga

La respuesta carga-desplazamiento axial registrada en la cabeza con las celdas de carga se muestra en la figura 6.12, por su parte, los desplazamientos se presentan con un transductor de desplazamiento. Como primera observación se puede afirmar que los sistemas pares de medición resultaron enteramente semejantes para todo fin práctico (gatos hidráulicos y manómetros, así como indicadores de carátula); sin embargo, debe notarse que los registros de las celdas de carga detectan con mayor claridad las pequeñas variaciones de carga, por lo que son estos los que se consideran en los análisis. Para los desplazamientos, se consideraron los valores medios de indicadores de carátula y de un transductor de desplazamiento.

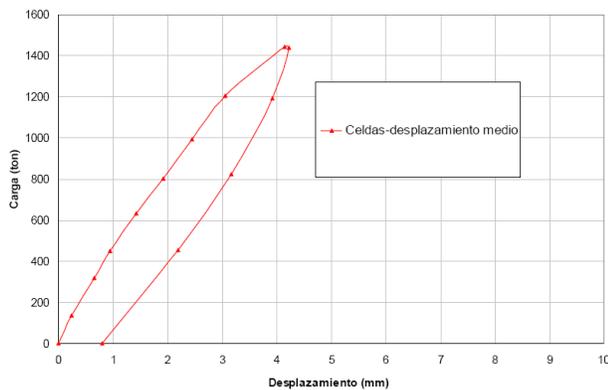


Figura 6.12. Curva carga-desplazamiento, en prueba de compresión

En la Fig. 6.12. Se muestra la curva de carga registrada con celdas y el desplazamiento medio al final de cada incremento de carga. En ciclo de carga impuesto, alcanzó un máximo de 1,475 t, asociado a un desplazamiento medio de la cabeza de 4.23 mm y una deformación permanente de 0.79 mm. Lo anterior, indica que el trabajo de la pila fue mayormente en el intervalo elástico.

Los módulos de deformabilidad axial obtenidos mediante regresiones lineales, para la rama de carga se obtuvo un valor de 3,830 t/cm y de 4,073 t/cm para la rama de descarga.

Compresiones del elemento estructural. 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*.

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 TT1 colocado a 16.7 m de profundidad. Para la carga máxima se registró una compresión del elemento estructural entre el cabezal y la sección cercana a la punta (TT1) igual a 4.2mm, mientras que el desplazamiento registrado en la cabeza para esa carga fue de 4.23mm, indicando claramente que la punta no se movió lo que nos indica que el elemento trabajó por fricción.

En la Fig. 6.13. Se muestran las curvas discontinuas hasta la punta, llevándose a cero dado que la evidencia del desplazamiento de la punta indica que está prácticamente no trabajó. A partir de las inspección de las curvas, se

puede inferir que el esfuerzo cortante resistente en el fuste, para la última etapa de carga, varía entre 20 y 45 t/m².

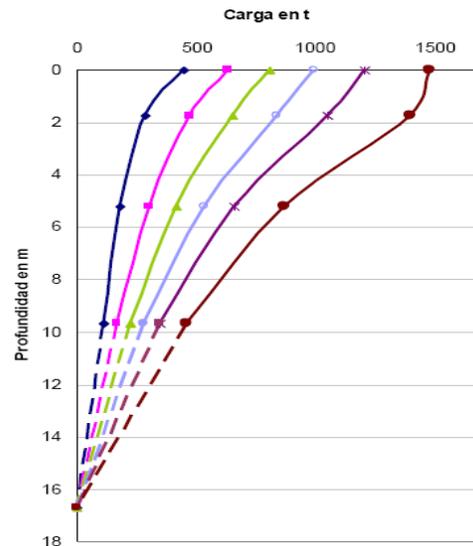


Figura 6.13, Compresiones del concreto registradas con los *tell-tales*

Resultados de prueba a tensión. En los resultados de la prueba se obtiene el registro de las celdas de carga contra el tiempo de prueba en la cual se observa que la duración total de la prueba de tensión fue de 1170 min (19.5hrs), alcanzando la carga máxima en 250 min (4.2hrs) la cual se mantuvo durante 12 hrs, para descargar posteriormente en un lapso de 3horas (ver Fig. 6.14)

La respuesta carga-desplazamiento axial registrada en la cabeza con diferentes sistemas de medición de carga y de desplazamiento se muestra la Fig. 6.15. Se presentan los registros completos de carga registrada con los manómetros y el área efectiva de los gatos, así como con las celdas de carga, por su parte, los desplazamientos se presentan con los indicadores de carátula.

De manera análoga a la prueba de compresión, se puede afirmar que los sistemas pares de medición resultaron enteramente semejantes para todo fin práctico.

Para la carga máxima de 275 t, se asoció a un desplazamiento medio de la cabeza de 2.6mm y una deformación permanente de 0.22mm. Lo anterior, indica que el trabajo de la pila fue mayormente en el intervalo elástico.

Los módulos de deformabilidad axial obtenidos mediante regresiones lineales, para la rama de carga se obtuvo un valor de 1,116 t/cm y de 950 t/cm para la rama de descarga.

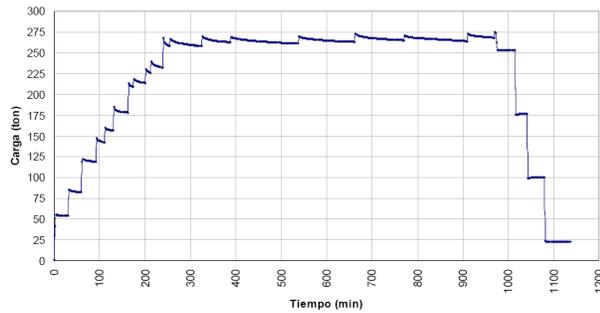


Figura 6.14. Tiempo contra carga de tensión registrado con las celdas de carga

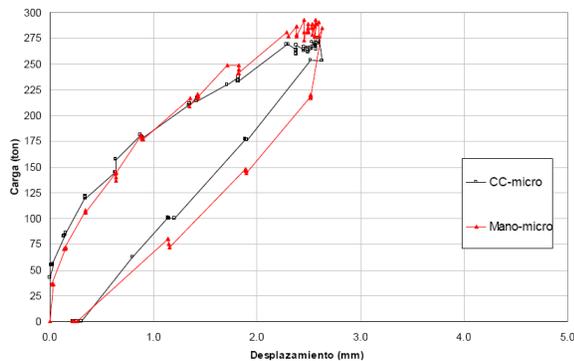


Figura 6.15. Gráficas carga-desplazamiento de prueba a tensión

7 COMENTARIOS FINALES

Se presenta el diseño de la cimentación para la Torre de Control del Aeropuerto Internacional de Cancun. Se incluye la exploración del suelo, el diseño de la cimentación, los análisis geotécnicos correspondientes, y se determinó que se requiere de una sección de pila con un diámetro mínimo de 1.50 m y una longitud de pila mínima efectiva de 16.00 a 27.00 m.

Con el objetivo de corroborar el diseño de la cimentación, se planeó realizar pruebas de carga en una pila construida con este propósito; se utilizaron pilas definitivas como reacción. Se efectuó una prueba de carga axial en compresión, alcanzando una carga máxima de de 1,475 t, el desplazamiento máximo registrado en el cabeza fue de 4.23mm con una deformación permanente de 0.79mm.

Comparando los resultados con los obtenidos mediante el estudio de mecánica de suelos, se observa que los asentamientos máximos para las pilas de 1.5 m de diámetro es del orden de 4 cm, en este caso, los resultados

obtenidos con la prueba a compresión fueron de 4.23 mm, es decir, mucho menor al calculado.

Para el caso de los módulos de deformabilidad axial obtenidos mediante regresiones lineales, resultaron de 3,830 t/cm en la etapa de carga y de 4,073 t/cm para la rama de descarga; comparando estos resultados con los obtenidos del estudio de mecánica de suelos, los cuales son del orden de 317.30 t/cm (IEC, 2007), se observa que los módulos de reacción también resultaron mucho mayores a los calculados. El desplazamiento relativo entre la punta y el suelo circundante fue prácticamente nulo, por lo que se puede inferir que todo el trabajo de la pila fue por la fricción desarrollada en su fuste.

Además, se efectuó la prueba de carga axial en tensión en la pila de prueba, alcanzando una carga máxima de de 275 t. El desplazamiento máximo registrado en el cabeza fue de 2.6mm con una deformación permanente de 0.22mm. Lo anterior, indica que el trabajo de la pila fue mayormente en el intervalo elástico. Los módulos de deformabilidad axial obtenidos mediante regresiones lineales, resultaron de 1,116 t/cm en la etapa de carga y de 950 t/cm para la rama de descarga.

Las pruebas de carga ayudaron a optimizar el diseño de la cimentación, y para comprobar que el procedimiento constructivo fue el adecuado. De esta forma, el proyecto se puede optimizar en tiempo y costo.

REFERENCIAS

ASTM (1994), "Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load". D-1143.

ASTM (1995), "Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load". D-3689.

Botas G., et al (1976), "VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Cancún". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Cancún, Q.R.

IEC, S.C (2007), "Estudio Complementario de Mecánica de Suelo Para la nueva Torre de Control". México 2007. México, D.F.

PILOTEC (2008), Reporte final, de Prueba de Carga Cancún. México, D.F.

SMMS (1983), "Manual de Diseño y construcción de pilas y pilotes", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, D.F.

ANEXO 1

