



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

“DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS PARA LA
EJECUCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA EN UNA PILA DE 70 CM DE
DIÁMETRO SITUADA ENTRE LOS APOYOS A74 Y A75 DEL
VIADUCTO BICENTENARIO DEL ESTADO DE MÉXICO”.

T E S I S I N A

QUE PARA OBTENER EL DIPLOMA DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

P R E S E N T A :

VICENTE BARRERA VAZQUEZ

ASESOR: M.I. ULISES TALONIA VARGAS

FEBRERO, 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

I. INTRODUCCION	3
II. PRUEBAS DE PHICOMETRO APOYO A-72.....	5
II.1 Condiciones Geotecnicas del Sitio.	5
II.2 Trabajos de Campo.....	5
II.3 Parametros de Resistencia.....	9
III. PRUEBAS DE INTEGRIDAD EN PILAS PRUEBA DE CARGA	
EN APOYO A-74.....	16
III.1 Funcionamiento y Criterio de Aceptación.	17
III.2 Equipo de Medición.....	19
III.3 Pilas Estudiadas.....	20
III.4 Resultados e Interpretación.....	21
III.5 Diagnóstico.....	25
IV. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS PRUEBAS DE CARGA	
EN APOYO A-74.....	26
IV.1 Condiciones.....	27
IV.2 Sistema de Carga y Vigas de Referencia.....	27
IV.3 Ciclos de Carga y Descarga de Compresión Axial	27
IV.4 Prueba de Carga Axial Estática a Extracción.....	28
IV.5 Procedimientos de Pruebas de Carga Axial	28
IV.6 Incrementos de Carga Axial	28
IV.8 Prueba de Carga Lateral.....	29
V. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS EJECUTADOS.....	30
V.1 Instrumentación y Aplicación de Concreto en Pila de Prueba.	33
V.2 Jueves 25 de Junio: Ejecución Prueba de Carga a Compresión	52
V.3 Martes 30 de Junio: Ejecución Prueba de Carga a Tensión	67
V.4 Martes 7 de Julio: Repetición Prueba de Carga a Compresión	74
V.5 Viernes 10 de Julio: Prueba de Carga Lateral.....	76
CONCLUSIONES	79
BIBLIOGRAFIA	81
ANEXOS	82
Programa de Ejecución.....	i
Estratigrafías.....	ii
Arreglos de Elementos para Prueba de Carga.....	iii
Pruebas de Concreto a Dados.....	iv
Memoria de Calculo Estructural Apoyos A-74 y A-75	v
Planta General Tramo 1 Viaducto Bicentenario.....	vi

I. INTRODUCCION

Las grandes ciudades del mundo, han consolidado su desarrollo gracias a que han sabido modernizarse al ritmo de su crecimiento. Con ello no solo han fortalecido su infraestructura, sino que han impulsado también el bienestar de sus habitantes ofreciéndoles una mejor calidad de vida.

El Estado de México ha registrado un crecimiento demográfico que demanda la modernización de sus principales vías de comunicación que permitan realizar recorridos en un menor tiempo, y sean arterias seguras que comuniquen a la entidad con el resto del país. Con estas acciones, se logra impactar favorablemente en la calidad de vida y la economía de los ciudadanos que día con día padecen el tráfico intenso en la zona norponiente del Valle de México en cuyo lugar las vialidades primarias se encuentran al límite de su capacidad.

Conscientes de la falta de espacios para la ampliación de las vialidades y como resultado de un consenso con diversos sectores de la sociedad mexiquense, se proyecto la construcción del Viaducto Elevado Bicentenario, que correrá de la zona del antiguo Toreo de 4 Caminos a la caseta de Tepozotlán; una obra de visión futurista que ahorrara dos horas de recorrido y, según diversos estudios de vialidad, de no realizarse en 5 años mas ese trayecto se recorrerá en 5 horas.

Por su diseño y funcionalidad, esta obra se encuentra entre las más modernas y funcionales en las grandes ciudades a nivel mundial. En esta etapa, la obra vial genera beneficios a los automovilistas con 5 carriles libres de pago en dirección Sur-Norte, y 3 de peaje. Con una inversión aproximada de 4400 millones de pesos la longitud de la primera etapa alcanzara una longitud de 23 Km, mismos que beneficiaran aproximadamente a 35,000 automotores por día.

Por esa razón, la empresa Viaducto Bicentenario S.A. de C.V. del grupo OHL Concesiones México ha construido el denominado Viaducto Elevado Bicentenario, en virtud del título de concesión que le otorgó el Gobierno del Estado de México, a través del Sistema de Autopistas, Aeropuertos, Servicios Conexos y Auxiliares del Estado de México (SAASCAEM) para su construcción, explotación, operación, conservación y mantenimiento. Se trata de un cuerpo elevado que permitirá el flujo de automóviles entre el antiguo Toreo de Cuatro Caminos en Naucalpan y Tepalcapa, sobre la autopista México-Querétaro, en una primera etapa.

El cuerpo de la superestructura es del tipo Gerber, en el que en los extremos de cada trabe de apoyo, descansan las trabes centrales isostáticas. La trabe de apoyo esta soportada por dos columnas prefabricadas aisladas; cada una de ellas llegará ya con su zapata monolíticamente colada y con sus preparaciones para ser recibida por cuatro pilas de cimentación coladas en situ.

Dada la relevancia de la obra y como la extensión de la misma exige una gran cantidad de pilas a lo largo de varios kilómetros, se considero muy importante verificar experimentalmente en el campo las estimaciones teóricas de capacidad de carga; tal decisión está basada en que los resultados de estas estimaciones se caracterizan por presentar una dispersión considerable en los mismos, atendiendo a diversos criterios de diseño.

Dado que se tuvo duda respecto al comportamiento dinámico de las pilas, se solicito la ejecución de la prueba de carga a las pilas como un modo de verificar la capacidad de diseño.

Adicionalmente, cabe señalar que la información geotécnica disponible acerca del trabajo por fuste y por pilas de cimentación es escasa en México, y en particular a lo largo del trazo del proyecto, por lo que se magnificó la necesidad de ejecutar pruebas de campo que ratifiquen la seguridad en el diseño.

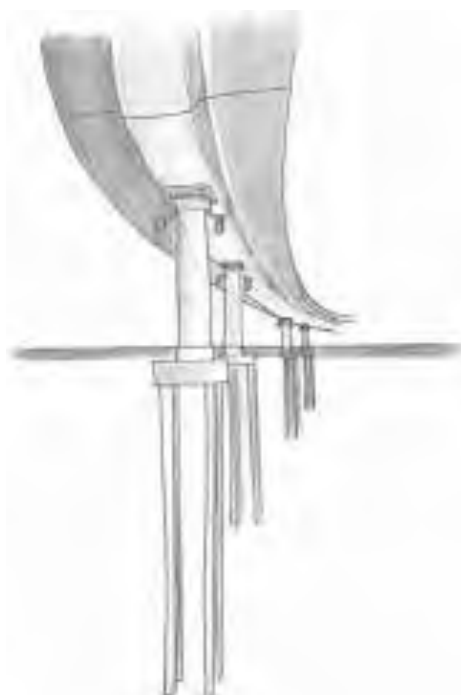
Considerando los hechos anteriores se tiene el consenso de la necesidad y conveniencia de llevar a cabo pruebas de carga en pilas construidas para tal efecto, a lo largo del trazo; el objetivo es distinguir y cuantificar a cabalidad, tanto el aporte por fricción en el fuste como el aporte de la punta a la capacidad de carga de las pilas.

A fin de asegurar el cumplimiento de este objetivo y como tal meta requerirá un sistema de reacción con el que puedan aplicarse cargas muy altas, se propuso ensayar pilas con un diámetro de 80 cms. que tienen las pilas de producción del viaducto (pilas 1, 2, 3 y 4); se propuso que la pila central de la prueba sea de 70 cms. de diámetro (pila 5). Esto atendiendo a la disponibilidad de herramienta de perforación que tenga el contratista. El sitio de ubicación para la ejecución de la prueba fue elegido por ser representativo de la estratigrafía del tramo 1 comprendido entre la zona del Toreo de Cuatro Caminos y la Avenida Lomas Verdes.

Es importante señalar que el arreglo general de las pilas de cimentación para las columnas de este proyecto, las cuales se encuentra ubicadas a una distancia de 35 mts una de otra en promedio a lo largo del eje principal, consta de una separación entre centros de pilas de 2.3 mts a lo largo del eje principal (sentido Sur-Norte de Periférico Norte), por 3.3 mts de distancia entre centro de pila a lo largo del eje transversal; siendo 4 pilas perforadas de 80 cms de diámetro cada una, a profundidades variables de entre 22 mts hasta 35 mts dependiendo el sitio de ubicación de la cimentación de que se trate.

El presente documento es una descripción de los trabajos realizados para la ejecución de la prueba de carga en una pila de 70 cm de diámetro (Pila de Prueba) situada entre los apoyos A74 y A75 del Viaducto Bicentenario del Estado de México, la cual tuvimos el privilegio de presenciar y darle seguimiento como parte del equipo de construcción de OHL Concesiones México, empresa con la cual colaboramos actualmente. Asimismo, se señala que al momento de ejecutarse la prueba de carga, los apoyos contiguos (A-72 solo por mencionar uno de estos) ya estaban construidos.

Finalmente, no deseamos dejar pasar la oportunidad de agradecer a OHL Concesiones México las facilidades brindadas para la realización de este trabajo.



II. PRUEBAS DE PHICOMETRO APOYO A-72

En este capítulo se presentan los resultados de 5 pruebas de picómetro llevadas a cabo para revisar los parámetros geotécnicos de diseño para las cimentaciones del proyecto del Viaducto Bicentenario, en un sitio localizado en Periférico Norte Esquina con Calle 8 en Naucalpan Estado de México en donde se ubica el apoyo denominado A-72. (Fig. 1)

Se incluyen las mediciones de campo realizadas con picómetro y la interpretación en gabinete.

Es importante señalar que el uso de estos resultados no fue único y estuvo respaldado tanto por las propiedades índices de los suelos en los que se realizaron las mediciones, como por los resultados de pruebas de laboratorio en especímenes inalterados.

II.1 Condiciones Geotécnicas del sitio.

El sitio se localizó en el camellón de la lateral oriente del Periférico Norte, que corresponde al eje de la estructura del Viaducto. Debido a que esta vialidad se mantiene en operación, los trabajos se realizaron en horario predominantemente nocturno.

II. 2 Trabajos de campo

Se ejecutaron los siguientes trabajos:

- a) Una perforación por etapas de 2 15/16 pulgadas de diámetro y 24 metros de profundidad final, utilizando la técnica del avance sin muestreo, con lodo bentonítico como fluido de perforación.
- b) Cinco pruebas de picómetro a las siguientes profundidades: 4.7, 15.0, 18.0, 21.0 y 24.0 metros, para obtener la cohesión, c y el ángulo de fricción interna ϕ . En la figura 2 se ilustra el esquema de instalación del equipo. Se utilizó una copia del sondeo de penetración estándar ejecutado en el sitio, el cual se presenta en la Figura 3.

Los resultados obtenidos de las pruebas se resumen en la Figura 2.1



Figura 1 Localización General del sitio para la prueba de carga Apoyo A-72

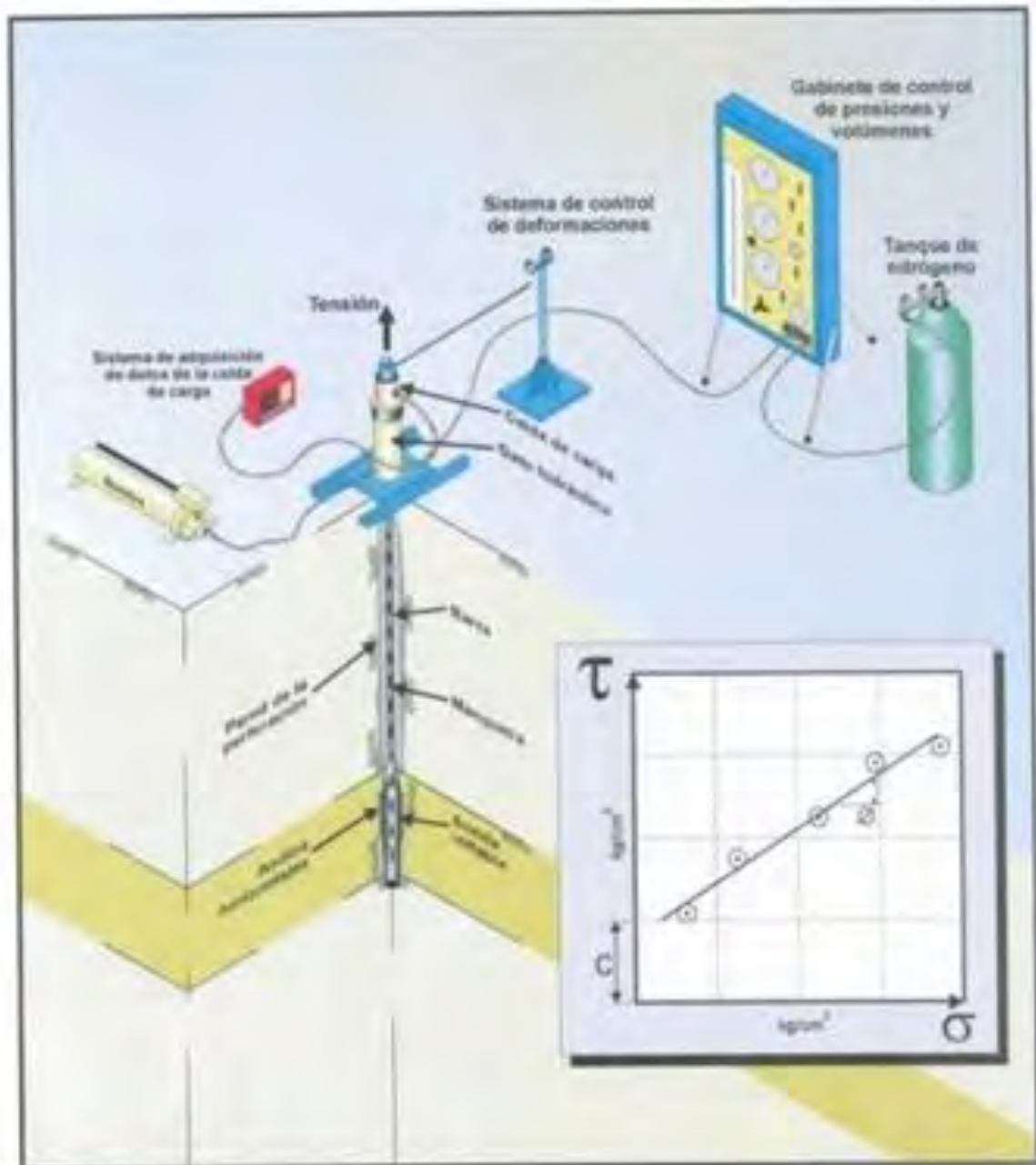


Fig. 2 Phicómetro para pruebas de corte in situ

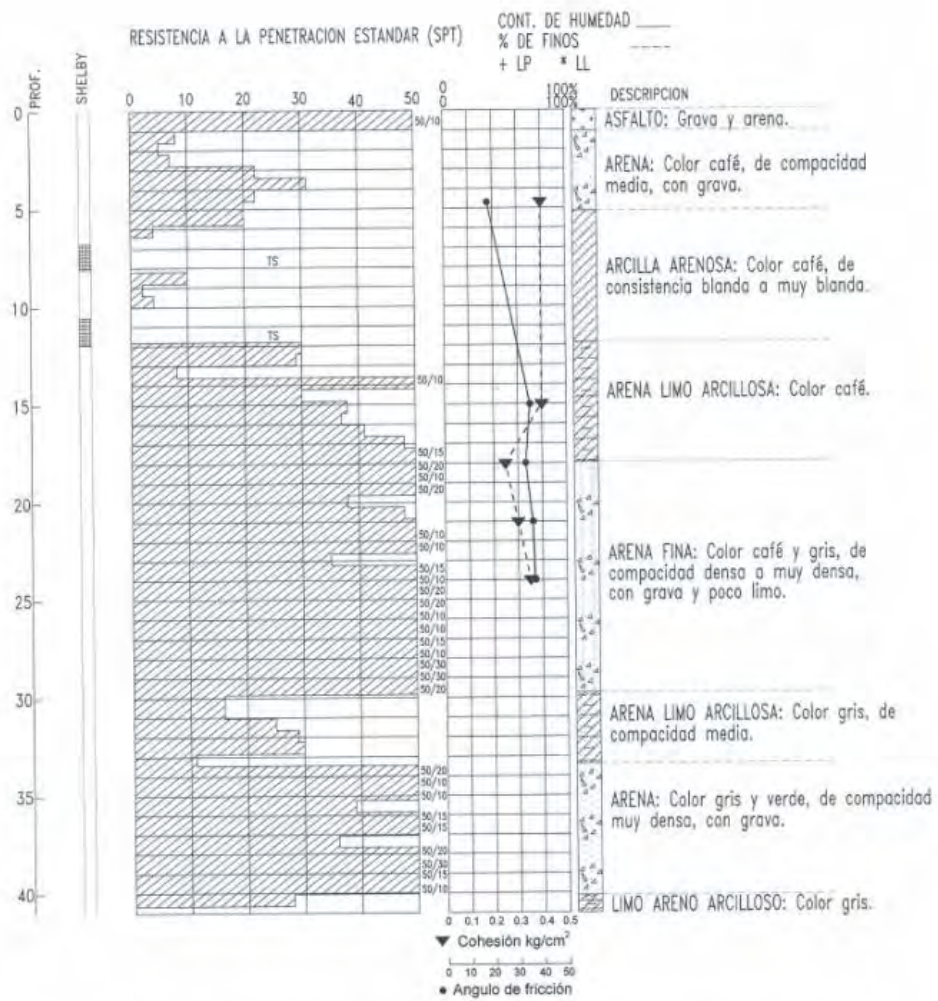


Fig. 2-1 Resumen de las pruebas de picómetro

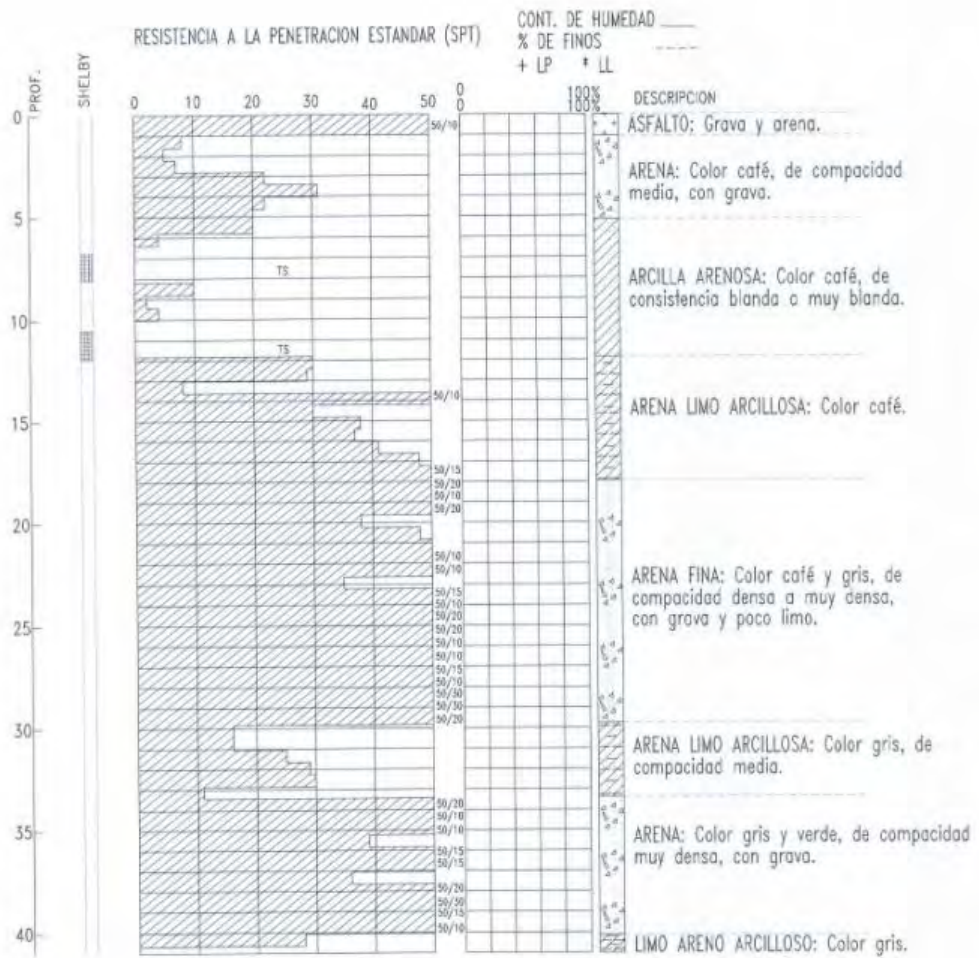


Fig. 3 Registro SPT en el sitio de prueba

II.3 Parámetros de resistencia

Para cada profundidad de prueba se elaboró la gráfica con las variaciones entre la presión radial y el esfuerzo cortante, así como los cambios volumétricos registrados; se incluye además la descripción general de campo, con base en el material de recorte tomado en el retorno del fluido de perforación.

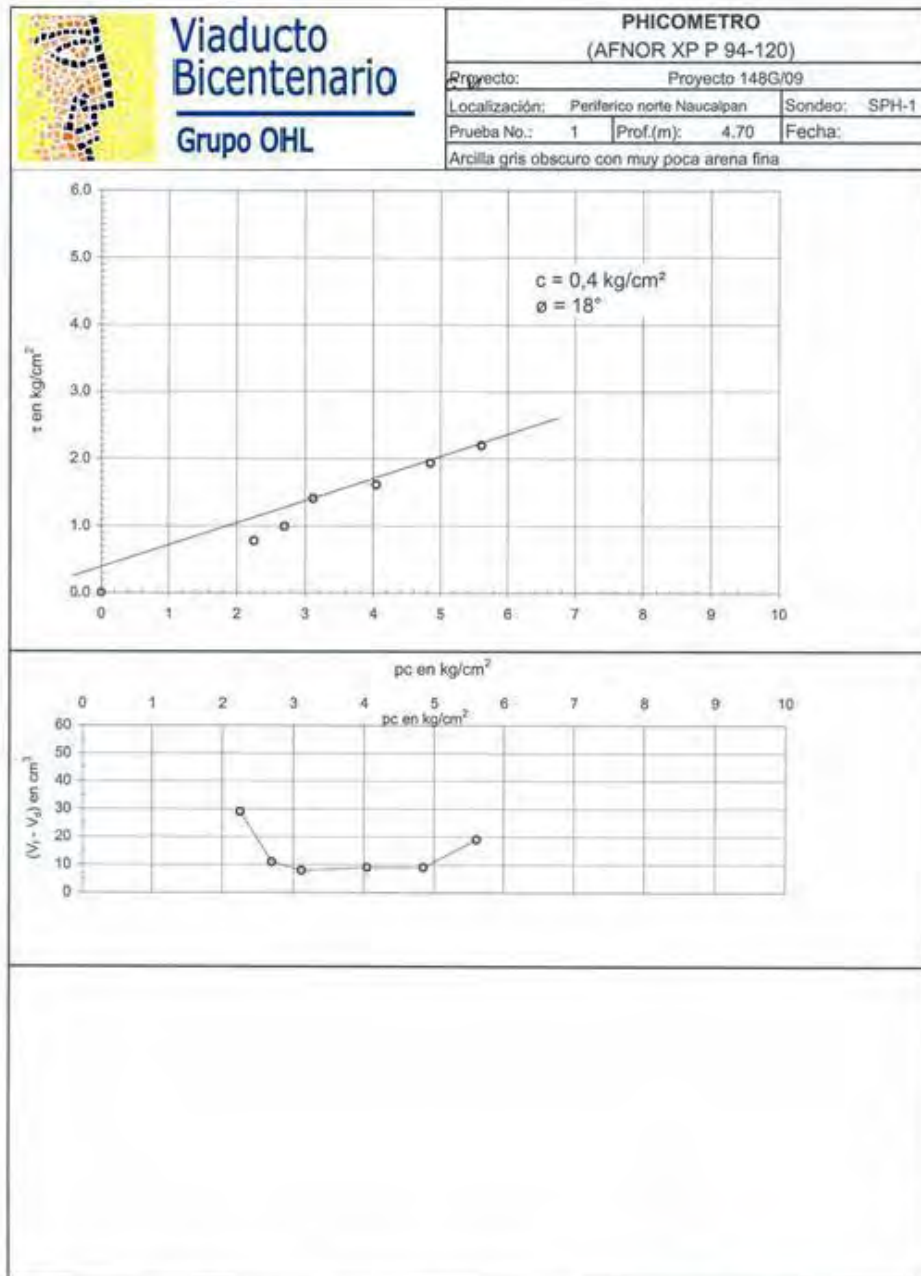


Fig. 3-1 Resultados del sondeo de picómetro SPH-1

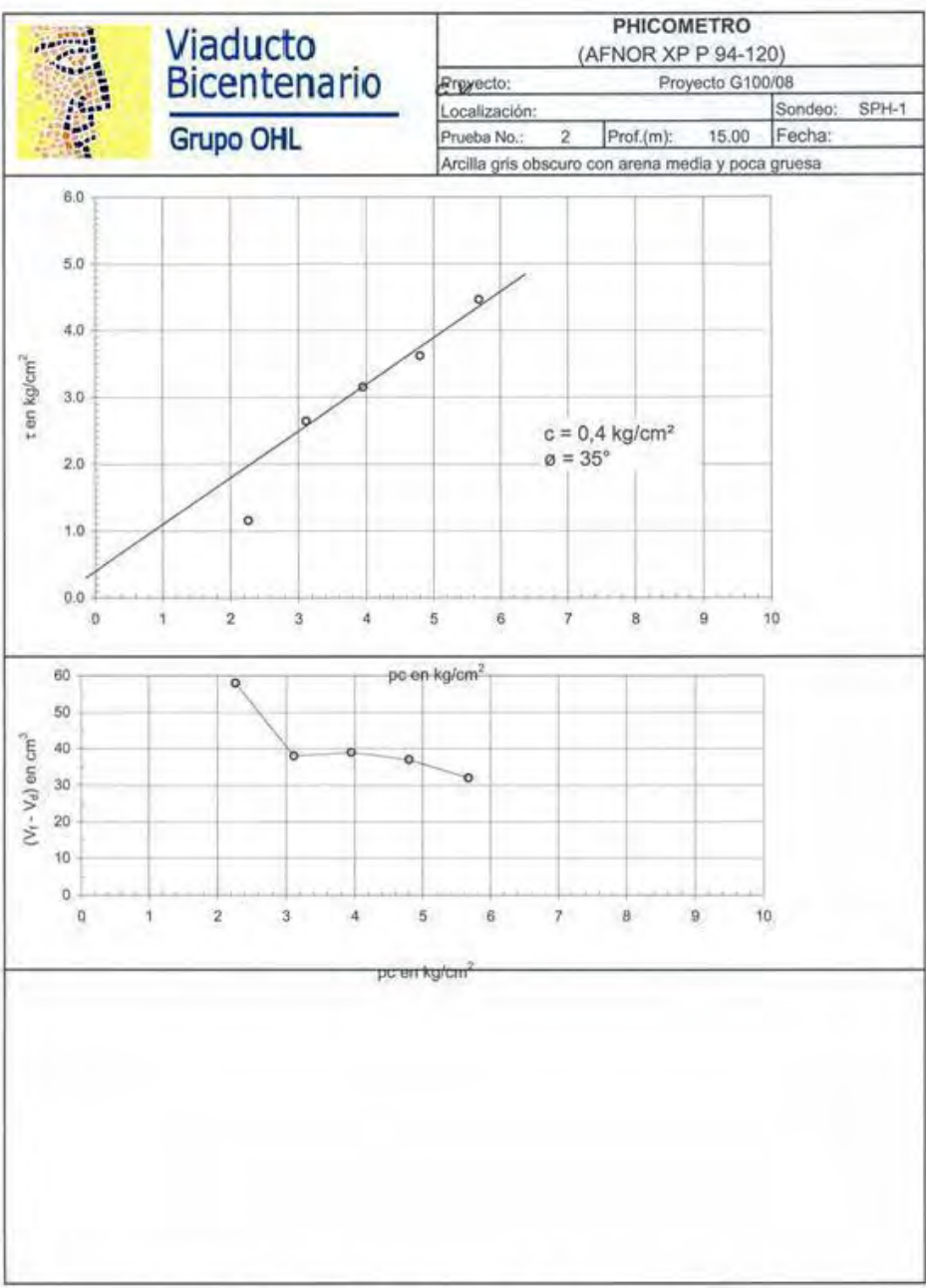


Fig. 3-2 Resultados del sondeo de picómetro SPH-1

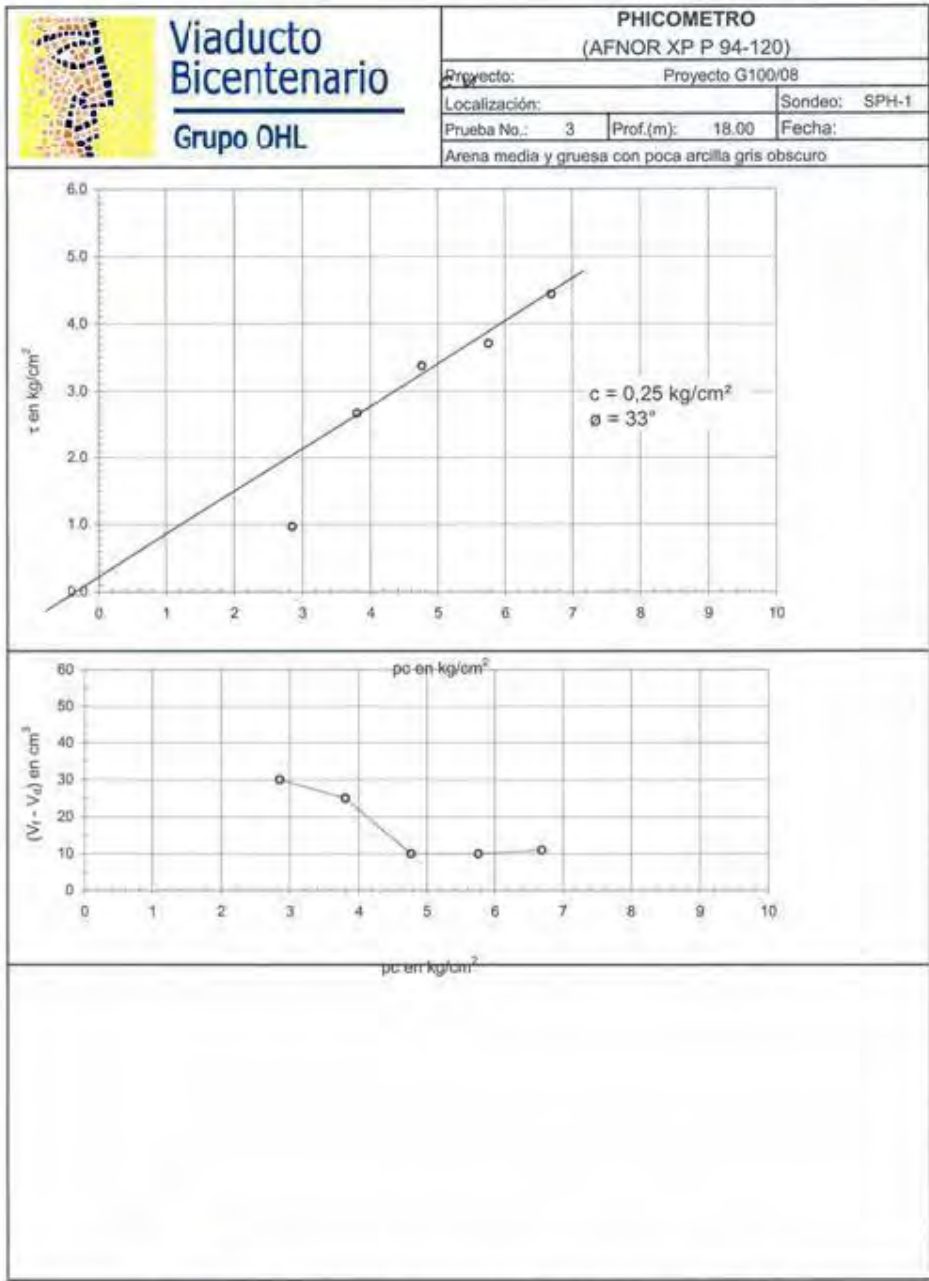


Fig. 3-3 Resultados del sondeo de picómetro SPH-1

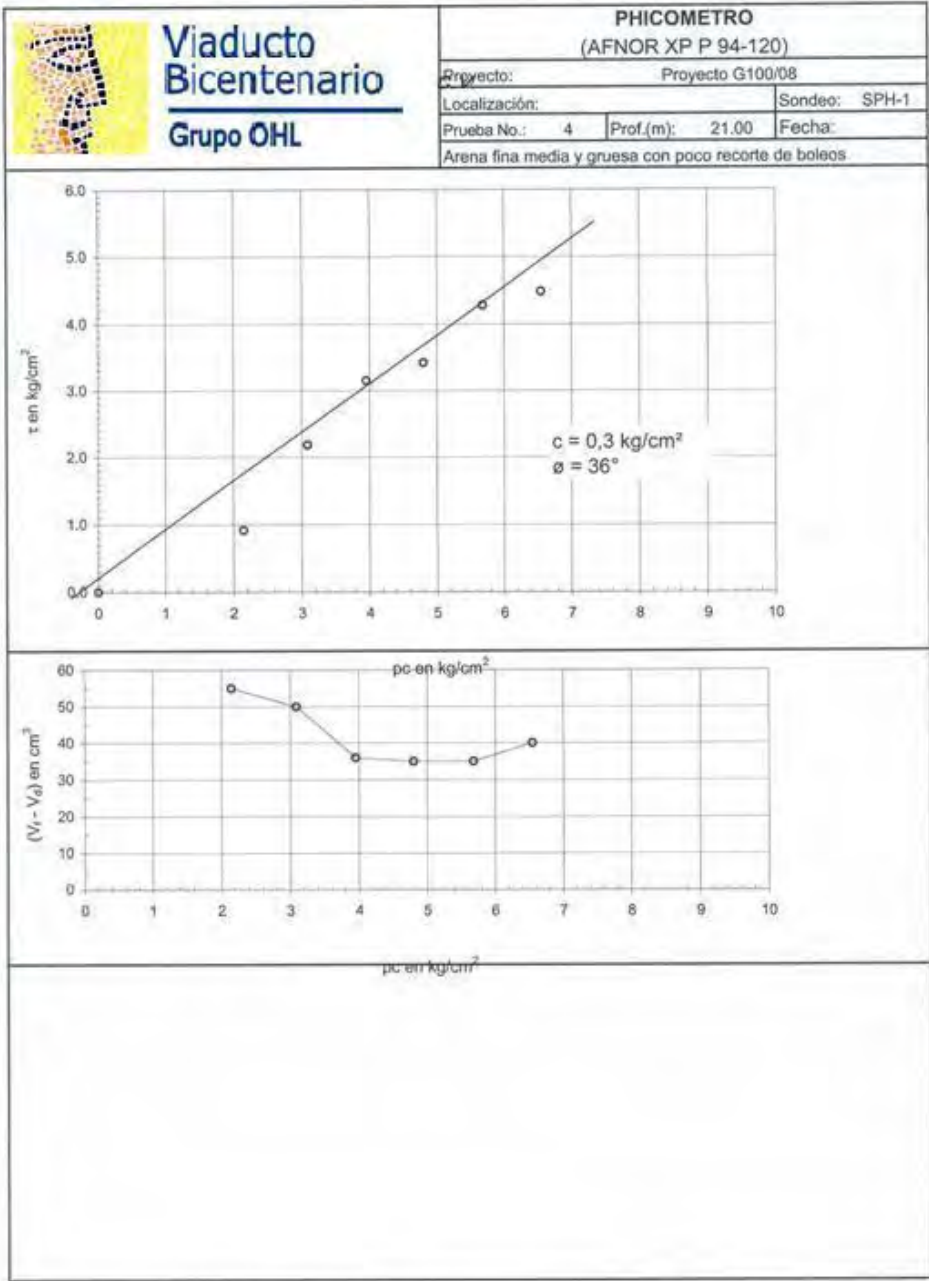


Fig. 3-4 Resultados del sondeo de picómetro SPH-1

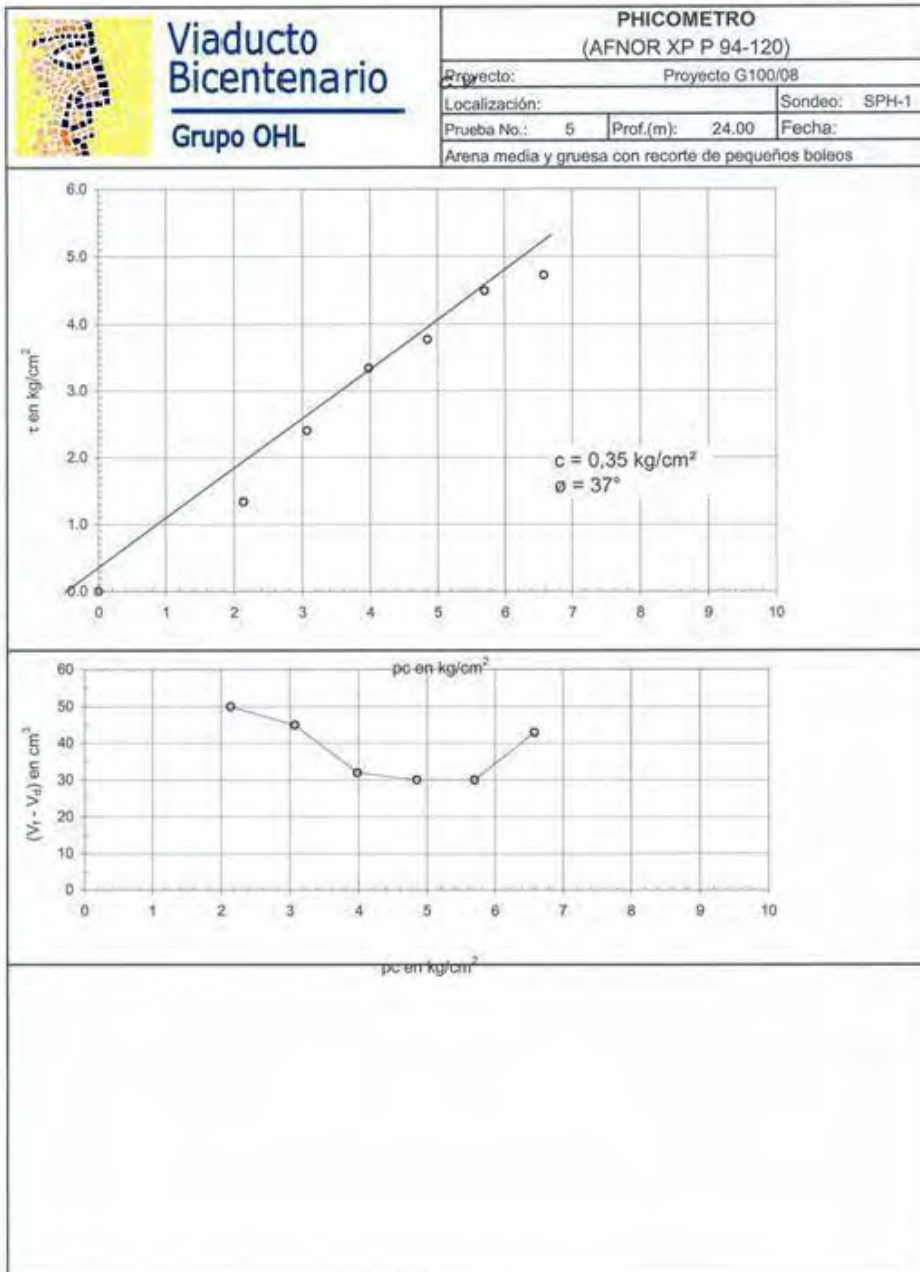


Fig. 3-5 Resultados del sondeo de picómetro SPH-1

En la tabla siguiente se resumen los resultados:

Tabla 1. Resultados

Profundidad (mts)	Clasificación del suelo	C*	ϕ^*
4.7	Arcilla gris oscuro con muy poca arena fina	0.40	18°
15.0	Arcilla gris oscuro con arena media y poca gruesa	0.40	35°
18.0	Arena media y gruesa con poca arcilla gris oscuro	0.25	33°
21.0	Arena fina media y gruesa con fragmentos de boleas	0.30	36°
24.0	Arena media y gruesa con fragmentos de boleas	0.35	37°

* Parámetros válidos para esfuerzos de confinamiento de 2 a 7 kg/cm²

* C* en kg/cm²

* Valores medios en tramo de prueba para los sondeos ejecutados.

Se anexan fotografías.



Foto 1 Maniobras en el sitio de las pruebas



Foto 2 Preparación del equipo para la ejecución de las pruebas



Foto 3 Detalle del gabinete de control



Foto 4 Detalle de la sonda



Foto 5 Ejecución de la prueba



Foto 6 Toma de lecturas durante la prueba

III. PRUEBAS DE INTEGRIDAD EN PILAS PRUEBA DE CARGA EN EL APOYO A-74

Actualmente, OHL construye el proyecto Viaducto Bicentenario, que comprende construir una vialidad en segundo nivel, que servirá de alivio al tránsito que circula sobre la Avenida Adolfo López Mateos (Periférico parte Poniente), en ambos sentidos; el proyecto inicial sobre Periférico a la altura del antiguo Toreo Cuatro caminos, hasta la salida a Querétaro, a la altura de la Caseta de Tepetzotlán, Estado de México.

Para construir las estructuras del segundo nivel se proyecta una cimentación resuelta a base de pilas de sección circular de diámetro de 80cm con longitudes variables. El control de calidad de estos elementos de cimentación profunda se llevó a cabo con pruebas de carga estática (pruebas de compresión, prueba de tensión, prueba de carga lateral) pruebas de carga dinámica y pruebas de integridad.

Con el fin de confirmar la capacidad de carga para el diseño de la cimentación, se planteó realizar una serie de pruebas de carga estática, a compresión, tensión y carga lateral; para ello, se construyó una pila de prueba, construida expresamente para realizar la prueba de carga y no forma parte de la cimentación de los apoyos del proyecto, en el sitio denominado A-72 (Fig 1 Pag 5); asimismo, para tomar la reacción de la pila de prueba se construyó un sistema de reacción formado por cuatro pilas aledañas a la pila de prueba y un sistema de vigas de acero que une al conjunto de pilas mediante barras de acero de alta resistencia (barras dywidag). Como parte de la evaluación de las propias pilas que se construyeron para realizar la prueba de carga, se les realizaron pruebas de integridad.

La prueba de integridad en pilas (Pile Integrity Test) es un ensaye no destructivo, de “baja deformación”, dado que requiere del impacto de un martillo manual de masa pequeña. La evaluación de la integridad se hace a partir de los registros obtenidos con el impacto, en el dominio del tiempo o de la frecuencia, con el propósito de detectar posibles defectos o anomalías en la construcción de las pilas. Las anomalías detectables son discontinuidades, cambios significativos en el material que conforma el elemento de cimentación o cambios en la sección transversal del mismo.

El objetivo que se persigue es evaluar la integridad de cinco pilas (una pila de prueba y cuatro pilas de reacción) que corresponden a las pilas necesarias para realizar la prueba de carga estática, a fin de detectar eventuales anomalías dentro de éstos elementos de cimentación. Las pilas a las que se les realizó la prueba de integridad se indican en la Tabla 2.1.

N° Pila	Diámetro (cm)	Longitud (m)	Sitio de Prueba
1	80	21	VIAD BIC P 1
2	80	21	VIAD BIC P 2
3	80	21	VIAD BIC P 3
4	80	21	VIAD BIC P 4
5	70	21	VIAD BIC P 5

Tabla 2.1 Identificación de pilas ensayadas con pruebas de integridad

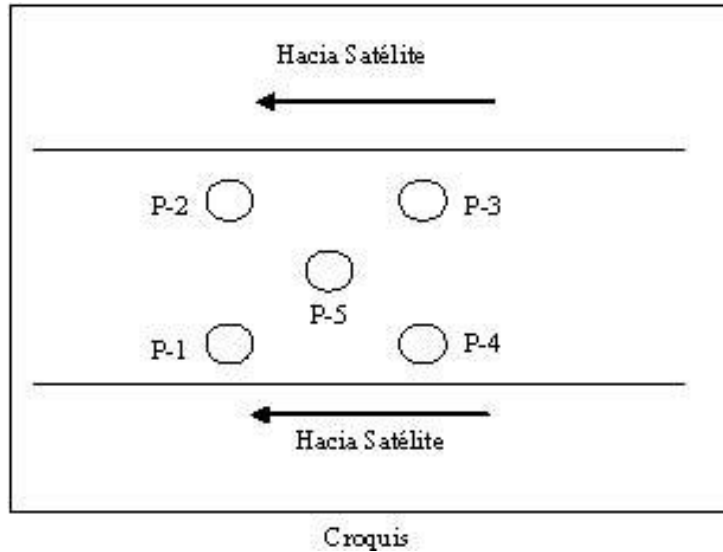


Figura 2.1 Croquis de ubicación de pilas ensayadas

III.1 Funcionamiento y Criterio de Aceptación.

La prueba de integridad es un ensayo para determinar la variación de las características del concreto de las pilas de cimentación en toda su longitud. La forma usual del ensayo consiste en la colocación de un acelerómetro en el cabezal de la pila bajo prueba, y en la aplicación de golpes con un martillo instrumentado (Fig. 3.1).

El acelerómetro se fija a la cabeza de la pila por medio de cera de petróleo. Los golpes del martillo generan una onda de compresión, que recorre la pila y sufre reflexiones al encontrar cualquier variación en las características del material. Esas reflexiones causan variaciones en la aceleración medida por el sensor. El equipo hace un registro de la evolución de esa aceleración con el tiempo.

Es usual la aplicación de varios golpes secuenciales a fin de que el equipo de la prueba de integridad obtenga un promedio de las señales correspondientes. Ello permite eliminar interferencias aleatorias o efectos anómalos, sobresaliendo en la señal las variaciones causadas por las reflexiones de la onda. Como la onda hace su recorrido con una velocidad fija (velocidad del concreto), al conocerse esa velocidad de propagación y el tiempo transcurrido entre la aplicación del golpe y la llegada de la reflexión correspondiente a las anomalías o a la punta, es posible determinar la localización exacta de éstas.

Las vibraciones superficiales son grabadas en la parte superior del cabezal de la pila así como todas las reflexiones primarias. Considerando la naturaleza y los tiempos de observación de las reflexiones, es posible valorar la integridad de la pila y detectar anomalías.



Figura 3.1 Equipo de la prueba de integridad

El reflector más profundo es la punta de la pila (parte baja), por lo que su reflexión es la última que puede observarse. Dada una estimación de la velocidad de onda compresional del material que está compuesta la pila, C , y su longitud, L , la reflexión de la pila es esperada al tiempo $2L/C$.

Las reflexiones se observan mediante un acelerómetro móvil, temporalmente adosado en el cabezal de la pila. La aceleración de la señal es digitalizada y almacenada en el equipo colector. Asimismo, la aceleración es numéricamente integrada para producir un velocigrama. Por otra parte, midiendo la aceleración del martillo y al multiplicarla por su masa, es posible conocer el valor de la fuerza aplicada, F . Durante el impacto, cuando el martillo y la pila están en contacto, la fuerza es proporcional a la velocidad esperada del cabezal de la pila. La constante de proporcionalidad es la impedancia acústica Z en el cabezal.

El cociente F/Z es llamado velocidad y es presentado conjuntamente con la velocidad observada V ; la tendencia es que ambas sean iguales durante el impacto. La fuerza grabada después del impacto no tiene aún un significado práctico desde el punto de vista de la integridad de la pila. Para facilitar la localización de los reflectores, la señal se presenta en función de la distancia medida desde el punto de impacto.

Las reflexiones son generadas por las variaciones de la impedancia de la pila, Z , que puede calcularse con,

$$Z = \rho C A$$

Donde:

- A** es el área transversal de la pila en m^2
- ρ** es la densidad del material que la conforma Kg/m^3
- ρC** es el producto (cambio del material) o el área donde cambia la impedancia y se generan reflexiones.

Dadas la geometría de la pila (área transversal y longitud), es posible detectar irregularidades en la pila, tanto la variación de la sección transversal a lo largo del fuste como los cambios en el tipo de material, mediante la interpretación del comportamiento anómalo observado entre la señal incidente y el reflector de la punta, Fig. 3.2.

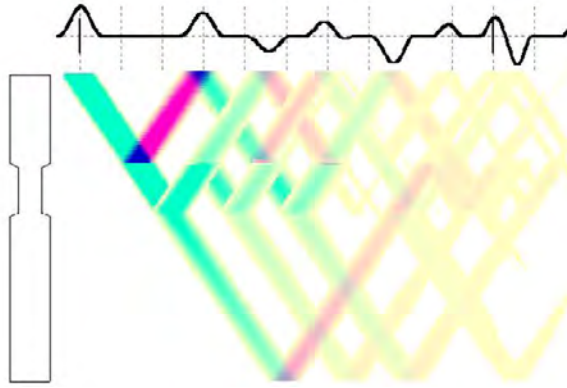


Figura 3.2 Esquema de la reflexión de ondas en caso de disminución de sección de una pila

Se basa en la calificación de la forma del velocigrama obtenido después de realizar el ensayo. Es necesario verificar la inexistencia de ruido y señales espurias presentes en el registro. En caso de que el velocigrama resultante de la prueba no sea claro y limpio, se debe de rechazar el ensayo, o realizarse nuevamente en diferentes puntos del cabezal de la pila hasta lograr una gráfica del velocigrama clara y limpia.

III.2 Equipo de Medición.

Para ejecutar las pruebas de integridad, se utilizó el equipo Pile Integrity Tester, conforme a la norma ASTM D-5882. Este equipo se conformó de los siguientes elementos

- Colector de datos
- Acelerómetro
- Martillo de impacto instrumentado de 0.9kg de masa

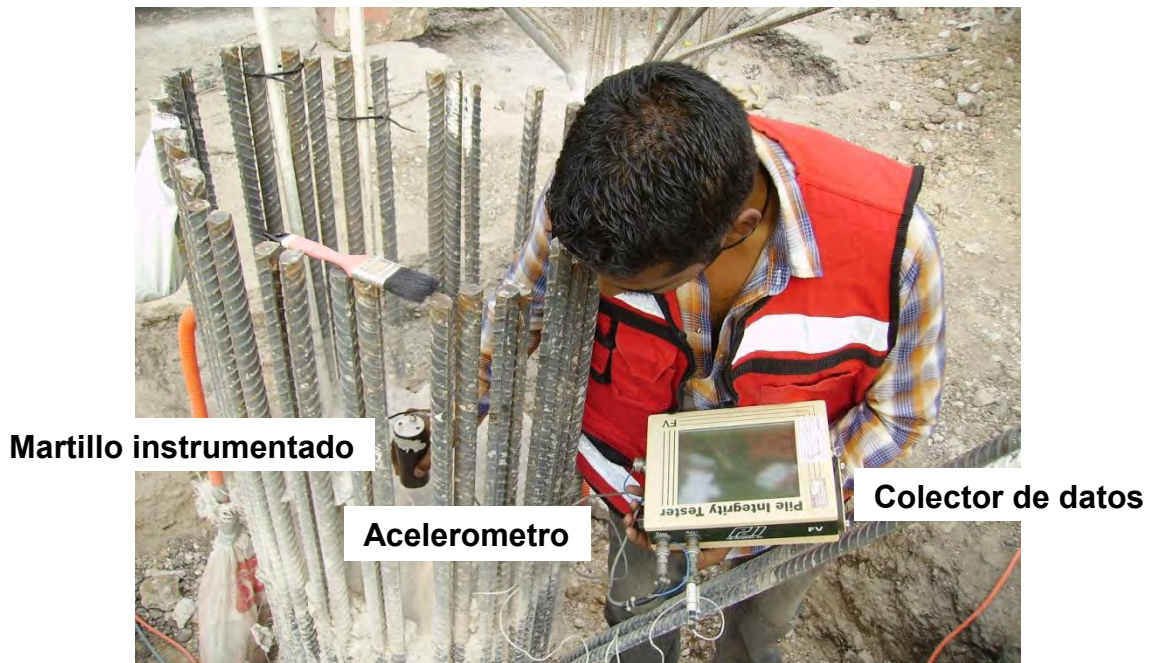


Figura 4.1 Equipo empleado

Para realizar las pruebas de integridad se preparó la superficie de los cabezales de las pilas (eliminación de la zona alterada del cabezal de la pila, nivelado del cabezal con métodos mecánicos como el pulido), posteriormente, se llevaron a cabo las pruebas y finalmente se realizó su interpretación. Para la ejecución de cada prueba se realizaron dos o tres series de cuatro impactos en cada pila, con el objeto de obtener los registros más claros.

III.3 Pilas Estudiadas.

Se estudiaron cinco pilas (Pila de prueba y cuatro pilas de reacción). En las Figura. 5.1 y 5.2 se muestran vistas de las pilas ensayadas.



Figura 5.1 Vista de la realización de las pruebas de integridad en pilas de reacción



Figura 5.2 Vista de la realización de la prueba de integridad en pila de prueba

Las pruebas se realizaron puliendo unas zonas en la cabeza por cada pila de prueba y minimizando los factores que en general alteran los resultados de las pruebas tales como concreto contaminado en la cabeza de las pilas, o descabeces inconclusos.

III.4 Resultados e Interpretación.

La interpretación de los registros de campo se realizó con la ayuda de los programas de cómputo PIT-W-2003 y Profile-2003, donde fue posible realizar el post-procesado de los registros tanto en el dominio del tiempo como en el de la frecuencia.

Es importante mencionar que la prueba de integridad da solamente una calificación cualitativa de la pila, por lo que no debe utilizarse como un mecanismo de clasificación de la pila y de su proceso constructivo. Además, no debe dejarse de lado el hecho de que el proceso constructivo y el equipo empleado pudieron tener incidencia en los resultados obtenidos. Asimismo, es importante indicar que las ampliaciones y rugosidades en las pilas no deben considerarse como un defecto, sino en la mayoría de los casos como un incremento en su capacidad de carga tanto por fricción como por punta, con la condición de que exista continuidad en el elemento.

La calificación de la calidad de la pila se agrupa en 4 familias de calidad:

A. Pila Buena: No se aprecian defectos obvios y la respuesta de la punta de la pila es clara para longitudes de pila de hasta 30 diámetros.

B. Pila Mala: Existe una identificación clara de defectos en la pila, no se aprecia claramente el reflector de la punta de la pila después de eliminar el ruido de la señal, aun cuando se cumple con el criterio de que la longitud de la pila es menor que 30 veces su diámetro.¹

En estos casos, para poder descartar una pila es recomendable llevar a cabo pruebas de detalle (pruebas de carga y/o sondeos de inspección), analizar profundamente el historial de construcción de la pila, así como realizar correcciones en el caso de que los defectos se muestren superficialmente y volver a efectuar los ensayos de integridad.

C. Pila con posibles defectos:

Los defectos en la pila no son claros. Es necesario llevar a cabo pruebas de integridad adicionales después de aplicar medidas correctivas en caso de que los defectos se localicen en la parte superior (gran longitud del armado que sobresale en el cabezal, imperfecciones del cabezal, deficiencia en el pulido de la superficie del cabezal en la zona donde se coloca el acelerómetro, etc); y en caso que los posibles defectos persistan será necesario llevar a cabo pruebas de carga o sondeos directos (extracción de núcleos) para descartar dicha pila.

¹ Se señala que el equipo empleado solo mide hasta 30 veces el diámetro de la pila.

D. Datos no concluyentes:

No se tienen registros de calidad debido a imperfecciones en el cabezal de la pila (armado que sobresale, superficies mal pulidas, contaminaciones en el cabezal), a la alta resistencia del terreno localizado a lo largo de la pila o debido a la longitud de la pila por lo que el pulso reflector de la punta no sea observable (un criterio empírico para definir la longitud máxima de la pila para que pueda observarse dicho pulso reflector es que la longitud de la pila sea menor que 30 veces su diámetro).

A continuación se presentan los resultados de las pruebas realizadas en cada una de las pilas ensayadas (cinco pruebas). Se señala que la longitud máxima que se midió con el equipo usado fue de 22.20 m.

RESULTADOS			
PILA	Perfil interpretado	Longitud aproximada [m]	Observaciones
1	<p style="text-align: center;">4: # 5</p> <p style="text-align: center;">0.30 cm/s</p> <p style="text-align: center;">21.00 m (4000 m/s)</p> <p style="text-align: center;">Magn</p> <p style="text-align: center;">— V 0.175 cm/s (0.193)</p> <p style="text-align: center;">- - - F/Z 0.071 cm/s (0.076)</p> <p style="text-align: center;">m diam</p> <p style="text-align: center;">1</p> <p style="text-align: center;">FURTHER INFORMATION</p> <p>Wavelet: 1.60 m 1250 Hz Impedance: 4839 kN/m/s Mass: 0.9 kg</p> <p>Relative Vol: 1.02 Construct. Vol: 1.00 Construct. Area: 1.00 Max Profile: 1.44 at 20.71 m Min Profile: 0.93 at 2.47 m</p>	21	<p style="text-align: center;">PILA BUENA</p> <p>Se observan pequeñas reducciones y/o ampliaciones del diámetro de la pila a partir de los 14m de profundidad.</p>
2	<p style="text-align: center;">6: # 1+12%</p> <p style="text-align: center;">1.00 cm/s</p> <p style="text-align: center;">21.00 m (3900 m/s)</p> <p style="text-align: center;">Magn</p> <p style="text-align: center;">— V 0.503 cm/s (0.590)</p> <p style="text-align: center;">- - - F/Z 0.087 cm/s (0.094)</p> <p style="text-align: center;">- - - Reference</p> <p style="text-align: center;">m diam</p> <p style="text-align: center;">3</p> <p style="text-align: center;">FURTHER INFORMATION</p> <p>Low Pass: 0.29 m 6724 Hz Wavelet: 1.56 m 1250 Hz Pivot: 12 % Impedance: 4718 kN/m/s Mass: 0.9 kg</p> <p>Relative Vol: 0.88 Construct. Vol: 1.00 Construct. Area: 1.00 Max Profile: 1.45 at 1.90 m Min Profile: 0.69 at 13.93 m</p>	21	<p style="text-align: center;">PILA CON POSIBLES DEFECTOS</p> <p>Se observa una reducción del diámetro de la pila entre 12 y 15m de profundidad, así como variaciones del diámetro a partir de los 15m. en la punta de la pila se muestra un incremento importante de su diámetro.</p>

<p>3</p>	<p>5: # 11</p> <p>-0.25 0.00 0.25 0.50 cm/s</p> <p>0 5 10 15 20 25 30 35</p> <p>22.20 m (3800 m/s)</p> <p>x 100</p> <p>Magn</p> <p>— V 0.281 cm/s (0.350)</p> <p>- - - F/Z 0.070 cm/s (0.077)</p> <p>· · · Reference</p> <p>m diam</p>	<p>10</p> <p>FURTHER INFORMATION</p> <p>Low Pass: 0.59 m 3220 Hz Wavelet 1.40 m 1357 Hz Impedance: 4597 kN/m/s Mass: 0.9 kg</p> <p>Relative Vol.: 0.98 Construct. Vol.: 1.00 Construct. Area: 1.00 Max Profile: 1.47 at 1.76 m Min Profile: 0.91 at 12.17 m</p>	<p>22.2</p>	<p>PILA BUENA</p> <p>No se observan irregularidades importantes de la pila, solamente incremento del diámetro en la zona de la punta.</p>
<p>4</p>	<p>2: # 1</p> <p>-0.06 0.00 0.06 0.12 cm/s</p> <p>0 5 10 15 20 25 30 35</p> <p>21.00 m (3600 m/s)</p> <p>x 50</p> <p>Magn</p> <p>— V 0.098 cm/s (0.127)</p> <p>- - - F/Z 0.082 cm/s (0.092)</p> <p>· · · Reference</p> <p>m diam</p>	<p>3</p> <p>FURTHER INFORMATION</p> <p>Low Pass: 0.79 m 2405 Hz Wavelet 1.48 m 1284 Hz Impedance: 4597 kN/m/s Mass: 0.9 kg</p> <p>Relative Vol.: 1.26 Construct. Vol.: 1.00 Construct. Area: 1.00 Max Profile: 1.41 at 17.64 m Min Profile: 1.00 at 0.00 m</p>	<p>21</p>	<p>PILA BUENA</p> <p>Se observa un incremento del diámetro de la pila principalmente en la zona de la punta.</p>

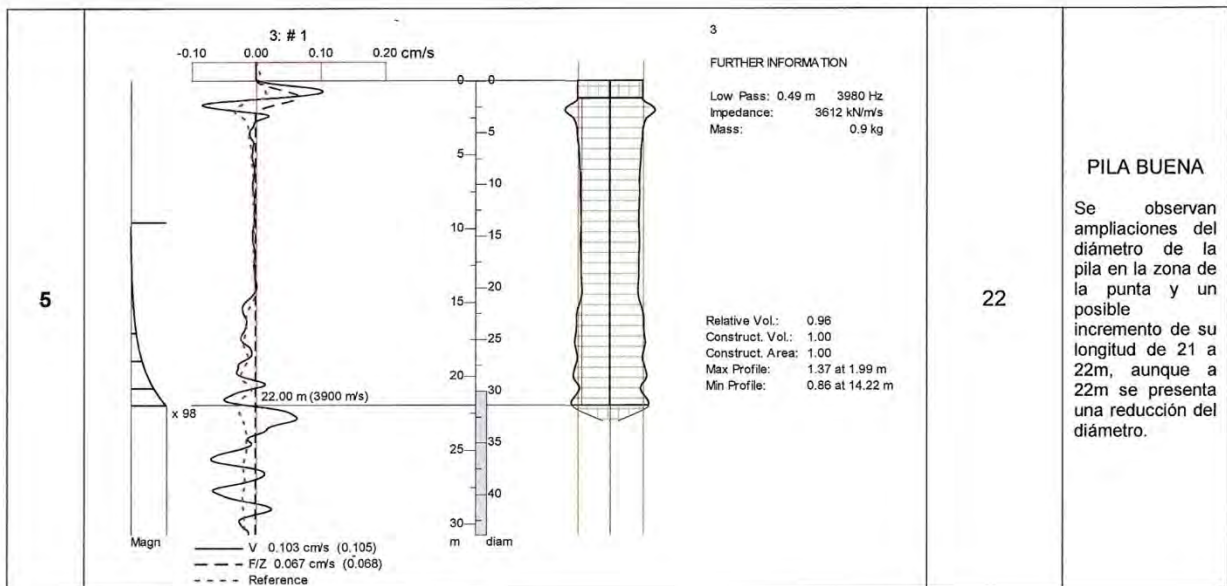


Tabla 6.1 Velocigramas de campo de las pruebas de integridad

III.5 Diagnóstico.

Se analizaron 5 pilas de donde se obtuvieron velocigramas de buena calidad, sin vibraciones ni señales espurias.

Las pilas 1, 3, 4 y 5 estudiadas se califican como pilas **A, de buena calidad**, no se detectan defectos en su fuste o punta. Así mismo se detectaron ampliaciones de sección en la punta de las pilas, en el caso específico de la pila 5, se observa un posible incremento de la longitud (22m). En general no se detectan defectos en su fuste o punta.

La pila 2 estudiada presenta reducciones de diámetro entre 12m y 15m por lo cual esta pila se califica como pila **C, pila con posibles defectos**.

No debe olvidarse que el conjunto de pilas ensayadas se refieren a las pilas de prueba y no a las pilas de cimentación de la estructura construida en si; sin embargo, es importante señalar que la falla dinámica en pilas ocurre generalmente como consecuencia de la existencia de elementos con inadecuada o no confiable resistencia a la flexión, imperfecta ductilidad a la flexión y terminación prematura del refuerzo de la pila.

La aparición de estos posibles defectos se ha evitado sobremanera durante la construcción de las pilas dentro del proceso de ejecución de la obra, y de ello se da cuenta en los reportes de control de calidad respectivos generados durante la ejecución de las mismas; no se incluye estos reportes en el presente trabajo porque quedan fuera de los alcances del mismo.

IV. DESCRIPCION GENERAL DE LAS PRUEBAS DE CARGA EN APOYO A-74

Se llevaron a cabo pruebas directas de carga axial a compresión y extracción en pilas no definitivas ubicadas en tres sitios del trazo donde se construye el Viaducto. Las pilas se ensayaron con instrumentación en el fuste y en la punta, por lo que la instalación y ejecución siguió los lineamientos que se indican en este trabajo para tal fin. Se llevó a cabo también una prueba de carga lateral, en la misma pila una vez concluidas las pruebas de carga axial.

Lo aquí señalado se aplicó en las pruebas de carga realizadas en el sitio mencionado anteriormente y siguieron los criterios generales indicados en las normas ASTM D1143² referentes a pruebas de compresión y extracción bajo carga axial estática en pilotes; así como la norma ASTM D 3966-07³ (Reeditada en el año 2007) para las pruebas de carga lateral. Es importante decir que en México no se cuenta con un estándar para la realización de pruebas de carga como las proyectadas, de ahí que se utilizaron las normas en comento.

El objetivo de la prueba de carga fue conocer la relación carga-deformación del sistema de pila de suelo; se buscó no solo conocer los registros en la cabeza de la pila, sino también registrar la distribución de carga con la profundidad y el desplazamiento relativo de la punta. Con ello se observó aportaciones del fuste y de la punta a la capacidad de carga total axial última, con la idea de comparar las predicciones teóricas y semiempíricas que se han puesto en juego en las etapas de diseño con los resultados experimentales medidos.

Para lograrlo, se colocaron en cinco profundidades diferentes deformímetros eléctricos ahogados en el concreto, mientras que en la punta se colocó una celda de presión. Se recurrió a un extensómetro recuperable que permitió medir las compresiones que sufrió la pila entre la cabeza y diferentes secciones de la misma ubicadas a ciertas profundidades. Las cargas aplicadas en la cabeza se midieron con cuatro celdas de carga y los desplazamientos se registraron con un sistema redundante de tres indicadores de carátula. La instrumentación descrita se hizo en base a lineamientos similares a los empleados en otras pruebas de carga realizadas.

Lo anterior permitió:

- Obtener curvas carga-desplazamiento medidas en la cabeza, bajo cargas de compresión monotónicamente crecientes, y hasta alcanzar la carga última.
- Medir directamente la presión de reacción en la punta de la pila durante la carga.
- Distinguir la aportación del fuste y de la punta a la capacidad de carga total.
- Determinar las curvas de transferencia de carga de la pila al subsuelo.
- Conocer el desplazamiento relativo de la punta en la prueba de compresión.
- Obtener curvas carga desplazamiento medidas en la cabeza, bajo cargas de tracción al extraer la pila de prueba, con lo que se midió directamente el aporte al fuste por fricción.
- Registrar la distribución de micro deformaciones a lo largo de dos pilas de reacción a fin de estimar la distribución de fricción a lo largo de su fuste.

Los ensayos se ubicaron aproximadamente en el Km 2+778 (Apoyo A-74) del tramo I el cual se ubica cerca de la Unidad Cuauhtémoc del IMSS.

² ASTM D1143/D1143M Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load

³ ASTM D3966 - 07 Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load

IV.1 Condiciones.

La pila de prueba (pila 5) tuvo un diámetro de 70 cms y una longitud de 21 mts, que correspondió con la longitud de las pilas coladas en lugares aledaños al sitio de prueba. La construcción fue ejecutada por la contratista; sin embargo, el personal técnico estuvo supervisando la construcción de las mismas.

Las pilas de reacción y la pila central de prueba estuvieron instrumentadas, por lo que solo se procedió a su perforación cuando el acero de refuerzo estuvo instrumentado con los sensores correspondientes.

IV.2 Sistema de carga y vigas de referencia.

El sistema de carga empleado fue una bomba hidráulica eléctrica y 8 gatos hidráulicos de 200 Ton cada uno. Para los ensayos a compresión y extracción de la pila central se utilizaron 8 y 5 gatos respectivamente. Para los ensayos de carga lateral se utilizó un gato de 200 ton debiéndose proveer también de una viga que apoyándose en dos pilas de reacción permitió aplicar la carga lateral a la pila central.

En los ensayos de carga axial, los gatos se apoyaron en el cabezal de la pila de prueba y reaccionaron contra las celdas de carga y estas a su vez contra el marco de carga. Las lecturas manométricas del sistema de carga sirvieron como un medio control durante la prueba.

Las celdas de carga se centraron sobre el cabezal de la pila, el cual estuvo rematado con una placa de acero de una y media pulgadas de espesor. A su vez, los gatos se centraron sobre una placa de acero de igual espesor que descanso sobre las celdas de carga; sobre los gatos se colocó una tabla de aglomerado sobre la que finalmente se colocó otra placa de acero de una y media pulgadas de espesor sobre los gatos sobre la que actuó la parte inferior del marco de reacción.

La carga aplicada en el cabeza de las pilas se midió mediante cuatro celdas de carga colocadas entre los gatos hidráulicos y la placa de acero que remata al 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. En el caso de los desplazamientos del cabezal, estos se midieron con tres sistemas: un par de transductores de desplazamiento, tres indicadores de caratula y una escala graduada con hilo plano y espejo adosado al cabezal.

IV.3 Ciclos de carga y descarga de compresión axial.

Primero se aplicó un ciclo de carga y descarga de 50 Ton con el objeto de asegurar los ajustes y contactos adecuados en todo el sistema de carga y reacción. Posteriormente se aplicaron dos ciclos de carga y descarga; en el primer ciclo el valor de la carga que se aplicó fue la de diseño ($Q_d = 700$ Ton) y una vez que se alcanzó se descargó la pila. En el tramo de recarga, o segundo ciclo, los incrementos de carga fueron constantes e iguales a 25% de la carga de diseño aplicados a cada 20 min; cuando se hubo alcanzado el doble de la carga de diseño Q_d del primer ciclo y en función de la evolución del ensaye, se definió si se continuaba con los mismos incrementos o si su magnitud se reducía. Para esto se siguió el criterio de la rapidez del asentamiento (0.25 mm/h) hasta definir la carga máxima de la pila ($Q_{max} = 900$ Ton).

Es importante señalar que la deformación en la cabeza de la pila comenzó a aumentar alrededor de las 750 Ton y, según nos informó el personal técnico asignado, se llegó a la falla a las 910 ton. Sin embargo, se mantuvo la carga 40 minutos más y se observó una deformación de hasta 35 mm.⁴

⁴ Véase gráfica pag. 61

Dado que la pila falló, se continuó con la aplicación de la carga hasta que el asentamiento fue del 15% del lado de la pila. Debe tenerse presente en la medición del desplazamiento en la cabeza que la pila misma se comprime atendiendo a una condición de columna larga.

Siempre que fue posible, la carga máxima de la pila Q_{max} se sostuvo por lo menos durante 2 horas para después descargarse con decrementos de carga del 25% de Q_{max} a cada 20 minutos. Los resultados finales de la prueba de carga se presentaron indicando la totalidad de los incrementos de carga con la magnitud de los asentamientos con el tiempo y la curva carga-desplazamiento para cada incremento. Para el proceso de descarga se obtuvo una curva similar.

IV.4 Prueba de carga axial estática a extracción.

Cuando se tuvo concluida cada una de las etapas de los ensayos de carga axial a la penetración o compresión, se llevo a cabo una prueba de extracción o tensión en la pila de prueba. Para ese caso se emplearon los mismos sistemas de reacción, carga e instrumentación. Sin embargo, evidentemente el arreglo de los elementos sufrió adecuaciones para que las fuerzas aplicadas fueran ahora en sentido contrario en todo el sistema; esto es, mientras que el cuerpo de la pila se vio sometido a esfuerzos de tensión al pretender extraerla del subsuelo, las pilas de reacción estuvieron sujetas a fuerzas de compresión por lo que su tendencia fue a la penetración en el subsuelo.

Para ello, a fin de extraer cada pila de prueba, cerca del borde de su cabezal se dejaron durante su colado perforaciones pasadas a través de las cuales se introdujeron barras de acero Dwidag de alta resistencia con las que los gatos hidráulicos que se colocaron sobre el lecho superior de la trabe de reacción jalaron hacia arriba a la pila de prueba.

IV.5 Procedimientos de pruebas de carga axial.

El criterio de carga controlada es el más extensamente utilizado para definir las curvas carga-desplazamiento en la cabeza de las pilas. La carga se aplicó en la cabeza en incrementos iguales cada que la rapidez del asentamiento medida en la cabeza del pilote se reducía a un mínimo preestablecido.

IV.6 Incrementos de carga axial.

Los incrementos de carga se aplicaron una vez que la rapidez de los asentamientos en la cabeza generada por el incremento previo de carga se hubo reducido al valor mínimo preestablecido, de 0.25 mm/h según la norma ASTM D 1143-00⁵, obviamente tomando en cuenta que ese lapso en ningún caso excediera de dos horas. De hecho, se sabe que la magnitud de los incrementos de carga deben ser constantes e iguales o menores al 25% de la capacidad de carga de diseño Q_d .

Lo conveniente, es llevar a la falla geotécnica de la pila; desde luego, de no alcanzarse esto, la prueba continua hasta poco menos que la capacidad máxima del sistema de carga o de la de reacción.

Para el control de la prueba y en cada incremento se llevó un control de la evolución de los asentamientos medidos en la cabeza, con el fin de compararla con la prestablecida en la norma.

⁵ ASTM D1143/D1143M Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load

IV.7 Prueba de carga lateral.

Cuando se concluyeron las pruebas de carga axial de compresión y extracción, se llevo a cabo una prueba de carga lateral, para lo que las pilas de reacción recibieron esta de una viga de concreto que se hizo trabajar en un plano horizontal. Entre tal viga y la parte superior de la pila, se coloco en serie tanto el gato hidráulico como una celda de carga. La prueba se llevo a cabo desde el fondo de una excavación de 2 mts de profundidad, asegurando para ello la estabilidad de los taludes.

Tal excavación se hizo alrededor de la pila de prueba central, y descubriendo la cara interna de las pilas, dentro del arreglo de estas, a fin de apoyar a la viga de reacción. De esta manera, se redujo el efecto de los posibles rellenos superficiales y de los estratos de suelo que están por arriba de la ubicación de las pilas de producción, que son las que se trataron de simular finalmente.

La aplicación de las cargas laterales se hizo de forma monotónicamente creciente, con incrementos constantes de alrededor de 6 toneladas cada 15 minutos, de acuerdo a procedimientos estandarizados señalados en la norma ASTM D 3966-07⁶.

⁶ ASTM D3966 - 07 Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load

V. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS EJECUTADOS

A continuación, y durante toda esta sección, se presentan una serie de fotografías que dan testimonio de la secuencia de los trabajos realizados durante la ejecución de la prueba de carga.

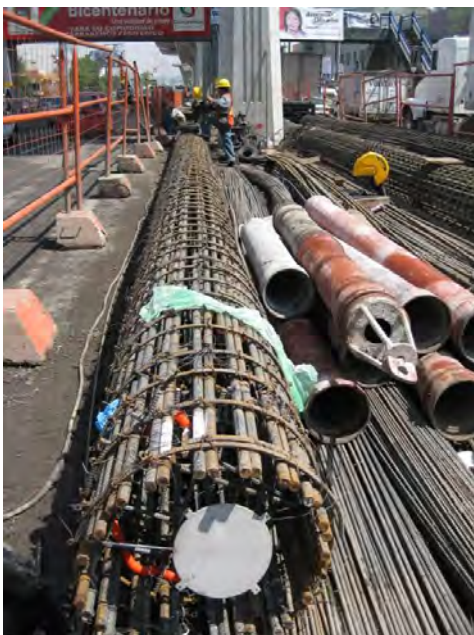


A partir del sábado 16 de Mayo de 2009 entra en la zona de obra el equipo de perforación, se acopia el acero y se inician los trabajos de perforación y armado del acero de las pilas de reacción y de prueba.



Al comenzar con la perforación de la primera pila de reacción se encontró con que a los 3,30 metros de profundidad se rompe una tubería de drenaje de 0,90 m de diámetro que cruza transversalmente el eje de trazo, por lo que es necesario para los trabajos de perforación. Hay otra tubería que discurre paralela a ésta pero va bajo la vialidad por lo que no se tocó.

La solución que se adopta es desplazar todo el arreglo 5 metros hacia el norte de la ubicación de dicho tubo para evitar volver a tocarlo. Esa misma tarde se marcan los nuevos puntos de los 5 pilotes por un equipo de topografía.



Mientras tanto se realizó el habilitado del acero de refuerzo de la pila de prueba para que quede a disposición de los técnicos asignados a esta tarea para la colocación de la instrumentación.



Una vez hecha la reubicación del sitio de perforación de las pilas, en el nuevo punto nos encontramos con que a una profundidad de unos 0,60 metros aparece una losa de concreto de unos 0,50 m de espesor que tuvo que ser demolida con una rompedora.

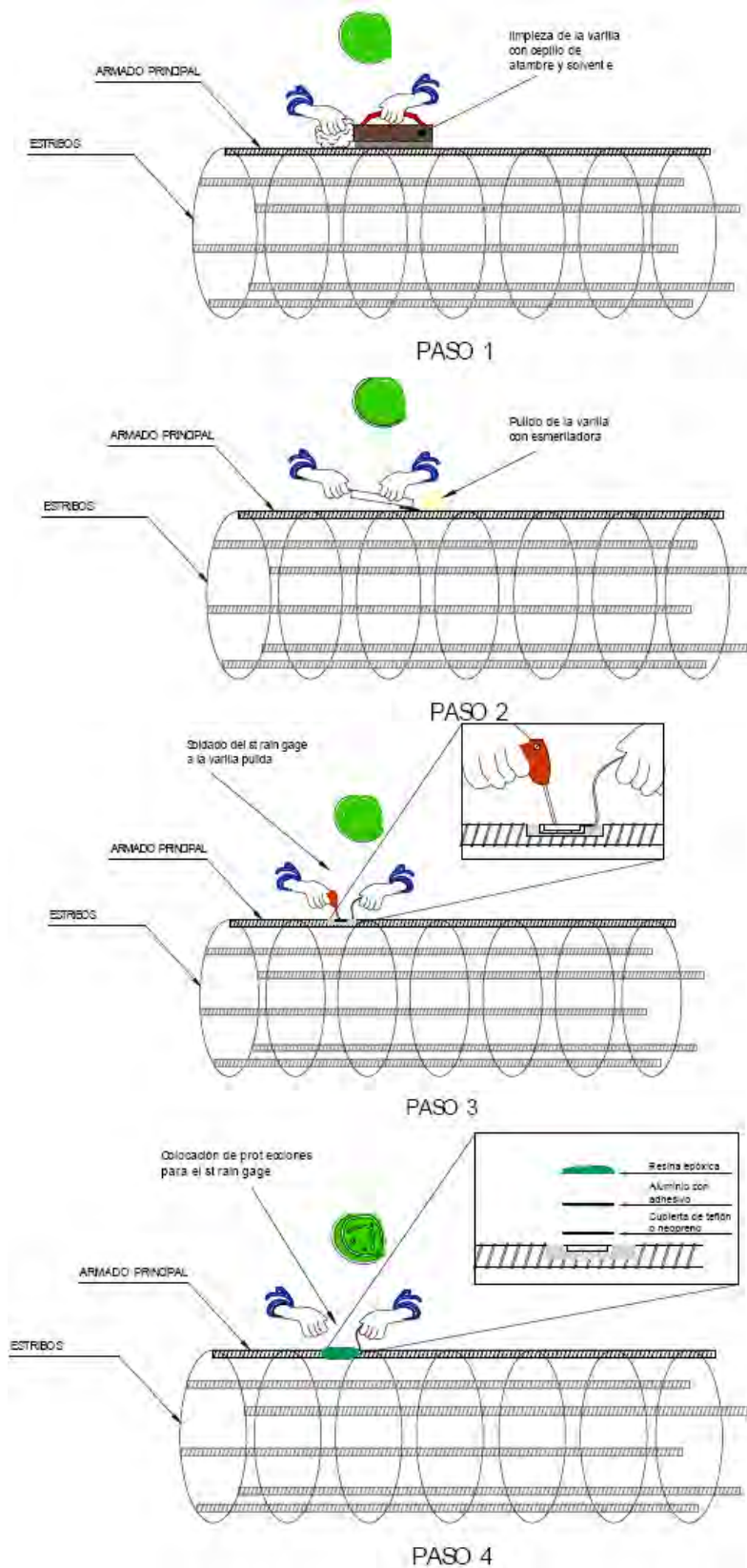
El miércoles 20 de mayo de 2009 se finalizó de montar el armado de la pila de prueba y queda a disposición de los técnicos para que realicen los trabajos de instrumentación.



A partir de los 13 metros de profundidad aparece agua en la perforación y es necesario el empleo de polímeros para evitar caídas en las paredes de excavación.

V.1 Instrumentación y Aplicación de Concreto en Pila de Prueba.

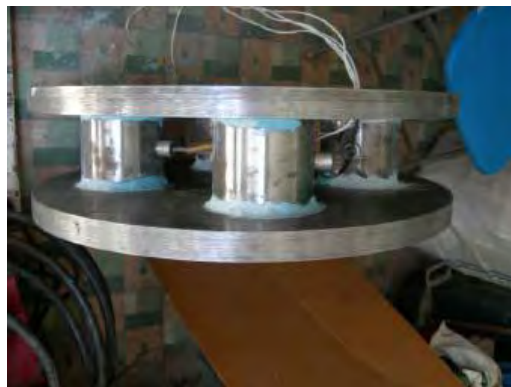
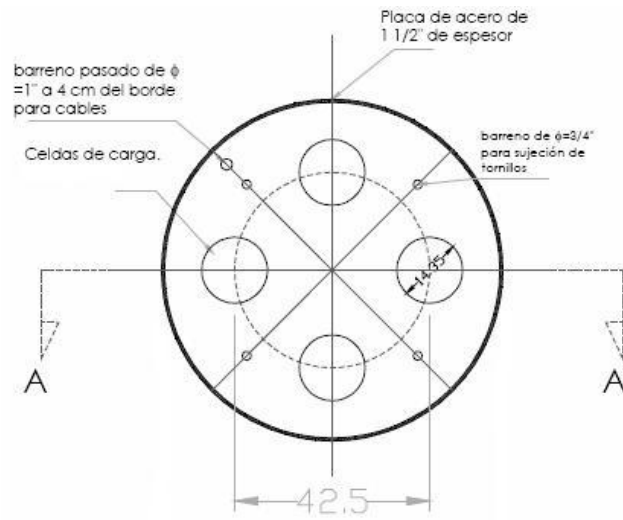
El jueves 21 de mayo de 2009 los técnicos comenzaron con la colocación de la instrumentación de la pila de prueba.



Esquema de colocación de strain gages de acero



El domingo 24 de mayo de 2009 los técnicos concluyen con la instrumentación de la pila de prueba y queda preparada para su colocación y colado de la pila.



Celda colocada en la punta de la pila, previo a la Introducción en la perforación

- NOMENCLATURA



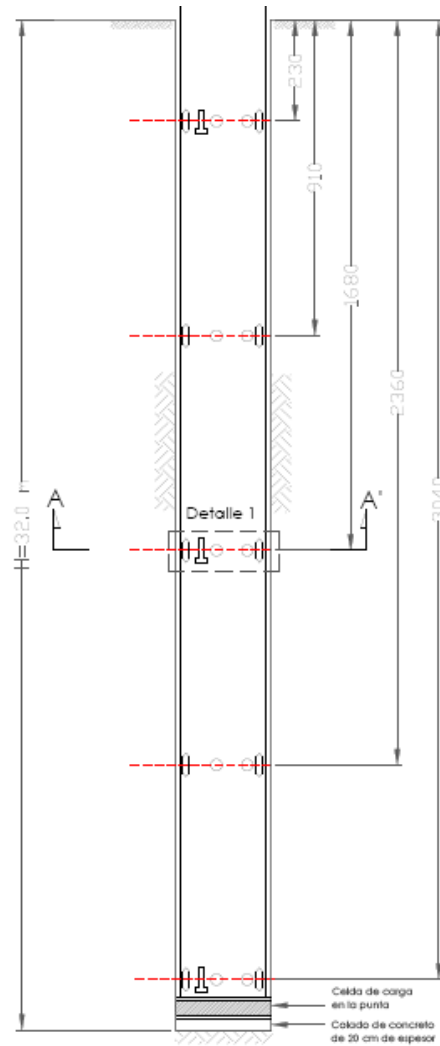
Strain gage modelo Vishay LWK06W250 B-350. Soldado al armado principal cableado con cable Belden blindado hasta el punto de medición



Strain gage ahogado en el concreto. Modelo Vishay EGP-5-350, cableado con cable Belden blindado hasta el punto de medición



Barra testigo de deformación (tell tale). El extremo inferior va soldado al armado principal



Esquema de instrumentación de sensores de microdeformaciones en acero y concreto



Introducción acero de refuerzo en la perforación, colado de Pila y toma de muestras de concreto



Introducción acero de refuerzo en la perforación y colado de Pila.



Previo a la introducción del acero de refuerzo, se finalizó con la colocación de instrumentos en el acero de refuerzo de pila por parte del personal técnico. Asimismo, se ejecutó una revisión final y se reportó lista para su introducción en la perforación.





Finalizada y validada la colocación de instrumentos por parte del personal técnico en obra, se ejecutó el trabajo de elevación de armado de acero de refuerzo de pila, utilizando una grúa de 300 Ton de capacidad, para su introducción en la perforación.





El proceso de introducción del acero de refuerzo en la perforación de pila, se ejecutó sin contratiempo y de acuerdo a lo esperado.





Las ollas de concreto llegaron a las 2:30 hrs, por lo que se comenzó con el vaciado de concreto en la pila.



Se tomaron 6 probetas del concreto vaciado para su posterior ensaye.



El miércoles 27 de mayo de 2009 finalizaron los trabajos de habilitado de los armados de los pilotes y en los días sucesivos se terminó de perforar y colar el resto de pilas de reacción.





Se continuó con los trabajos de perforación, introducción de acero de refuerzo, colado de pila y toma de muestras de concreto para ensayos posteriores.



En la semana del 1 Junio de 2009 se retiró de la zona de obra la perforadora y se comenzó con el montaje de los dados de reacción y cabezal.





La noche del lunes 1 de Junio de 2009 se colocó la trabe 1 TARE 7 sobre los apoyos A-73 y A-74



La noche del 2 de Junio de 2009 se colocó la trabe 1 TARE 8 sobre los apoyos A-75 y A-76



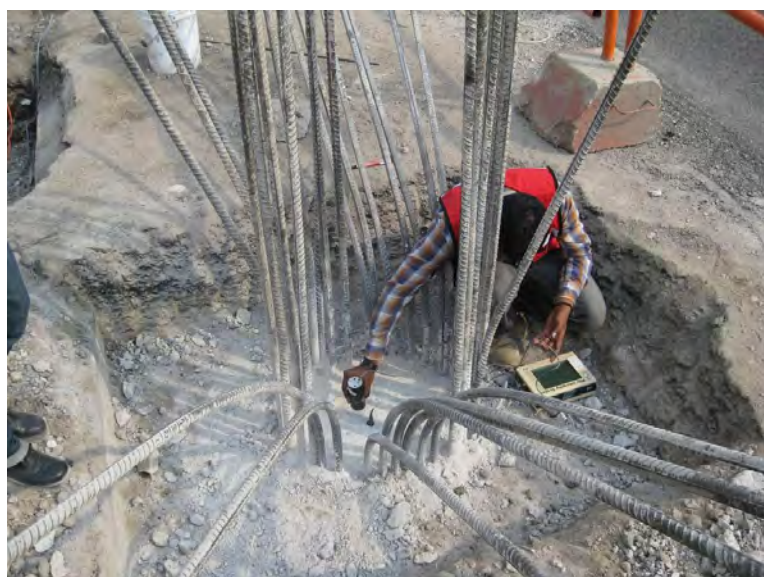
La Trabe 1 TCR-23 entre los apoyos A-74 y A-75 se colocó la noche del 3 de Junio de 2009



La semana comprendida del 8 al 14 de Junio de 2009 se descabezaron las pilas



Trabajos relativos a la prueba de integridad mencionada en el Capítulo III de este trabajo.





Se montaron los dados de reacción y cabezal de la pila de prueba





La noche del viernes 12 de junio se colaron los dados de reacción con un concreto de 400 kg/cm² con resistencia a 7 días



El lunes 22 de Junio de 2009 llegaron a la obra las vigas de reacción y los equipos para el montaje de la prueba de carga. Se hizo la planeación de la prueba de carga y del programa de cargas por aplicar. Durante la noche del martes 23 de Junio de 2009 se comenzó con el montaje de todo el sistema de reacción. Se cortaron los sobrantes de las varillas de los dados de reacción y se torquearon las barras Dwidag (12 en cada dado)





Se colocó sobre el cabezal una primera placa metálica y sobre ella las 4 celdas de carga, encima otra placa metálica y sobre ésta los 8 gatos que ejercieron las cargas. Se colocó la viga madrina de reacción y la zona colindante quedó limpia para la realización de la prueba.

V.2 Jueves 25 de Junio de 2009: Ejecución Prueba de Carga a Compresión.

A primera hora de la mañana los trabajadores llegaron a la obra y comenzaron a ultimar los últimos detalles, montaron las carpas, el sistema de reacción y conexión de los 8 gatos entre sí y con el sistema hidráulico.



Montaje de una de las carpas



Montaje del sistema de reacción



Sistema de gatos y celdas de carga



Sistema Hidráulico



Vista General del sitio donde se ejecutó la prueba

A las 12 del medio día llegaron los técnicos y se comenzó con el montaje de los instrumentos de medición:

- 3 medidores de deformación analógicos de 2" de recorrido= 10 cm.



- 2 medidores de deformación electrónicos.

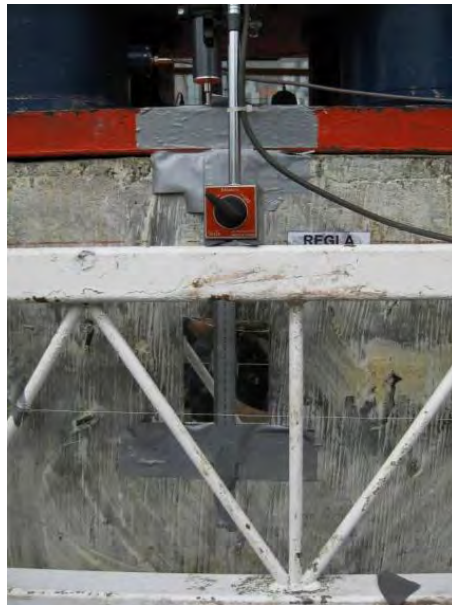


- 2 medidores de deformación analógicos de 2 cm de recorrido para medir los Tell-tails.



-

- Escala graduada con espejo e hilo piano



- La presión que llega a los gatos hidráulicos se mide en un manómetro.



Manómetro



Conjunto de Medidores



La carga real ejercida sobre el pilote se mide directamente de las 4 celdas de carga y se registran las medidas obtenidas en las unidades de registro destinadas específicamente para ello.

Una vez que todo quedó preparado se dio luz verde al inicio de ejecución de la prueba a las 17 horas.

La primera fase de ajuste se realizó en 4 escalones de carga, hasta 120 Ton. y se descargó hasta 0. El desplazamiento medio registrado fué de 0,5 mm. En este escalón se registraron variaciones entre las medidas de los distintos comparadores, debido probablemente al ajuste de todo el sistema en estas primeras cargas.



Una vez hecha la descarga se reajusta todo el sistema de reacción y comienza con el 2º ciclo de carga hasta la Carga de Diseño de 210 Toneladas.



El asiento máximo en este ciclo fue de 1,35 mm



A las 8 de la noche comenzó a llover torrencialmente por lo que hubo que parar la ejecución hasta que se moderó un poco la violencia de la tormenta.

Se estabilizó la carga en la de diseño (210 Ton) y se realizó la fase de carga cíclica en torno a ella. Los datos obtenidos en esta fase no se pueden apreciar en los instrumentos analógicos y se analizaron posteriormente los recogidos por las unidades de control.

Una vez finalizada la fase de carga cíclica se realiza la descarga a 0, la deformación permanente registrada es de 0,3 mm.

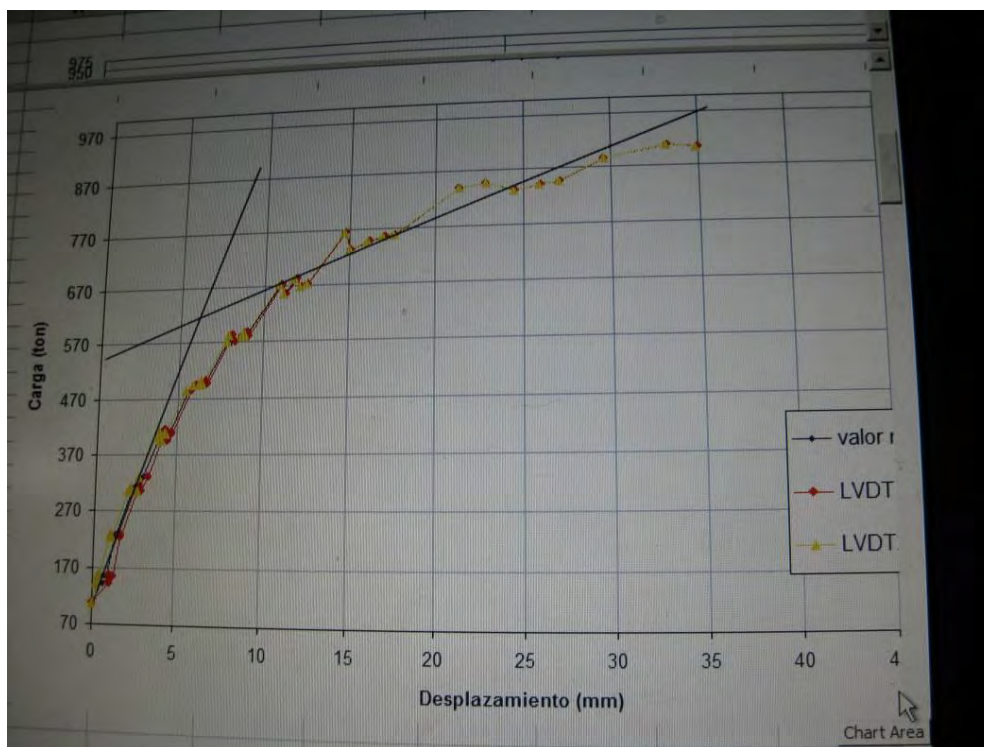
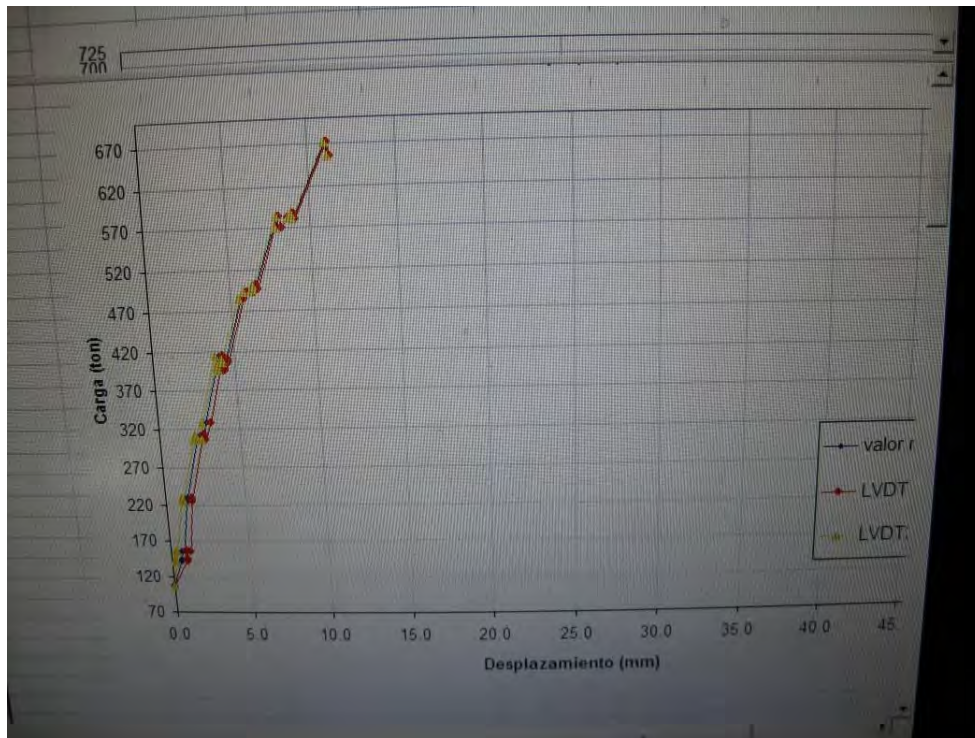
Se volvió a reajustar el sistema de reacción y se comenzó alrededor de las 10 de la noche con el último ciclo de carga en escalones de 80 toneladas cada 20 minutos hasta alcanzar la rotura de los dados de reacción.

Según los técnicos se había previsto que la carga de falla se presentase alrededor de las 750 toneladas. Sin embargo, con las primeras fases de carga, y de acuerdo al comportamiento observado, se observó que era posible que esa carga fuese algo mayor y se modificó el incremento de carga por escalón de 60 a 80 toneladas.

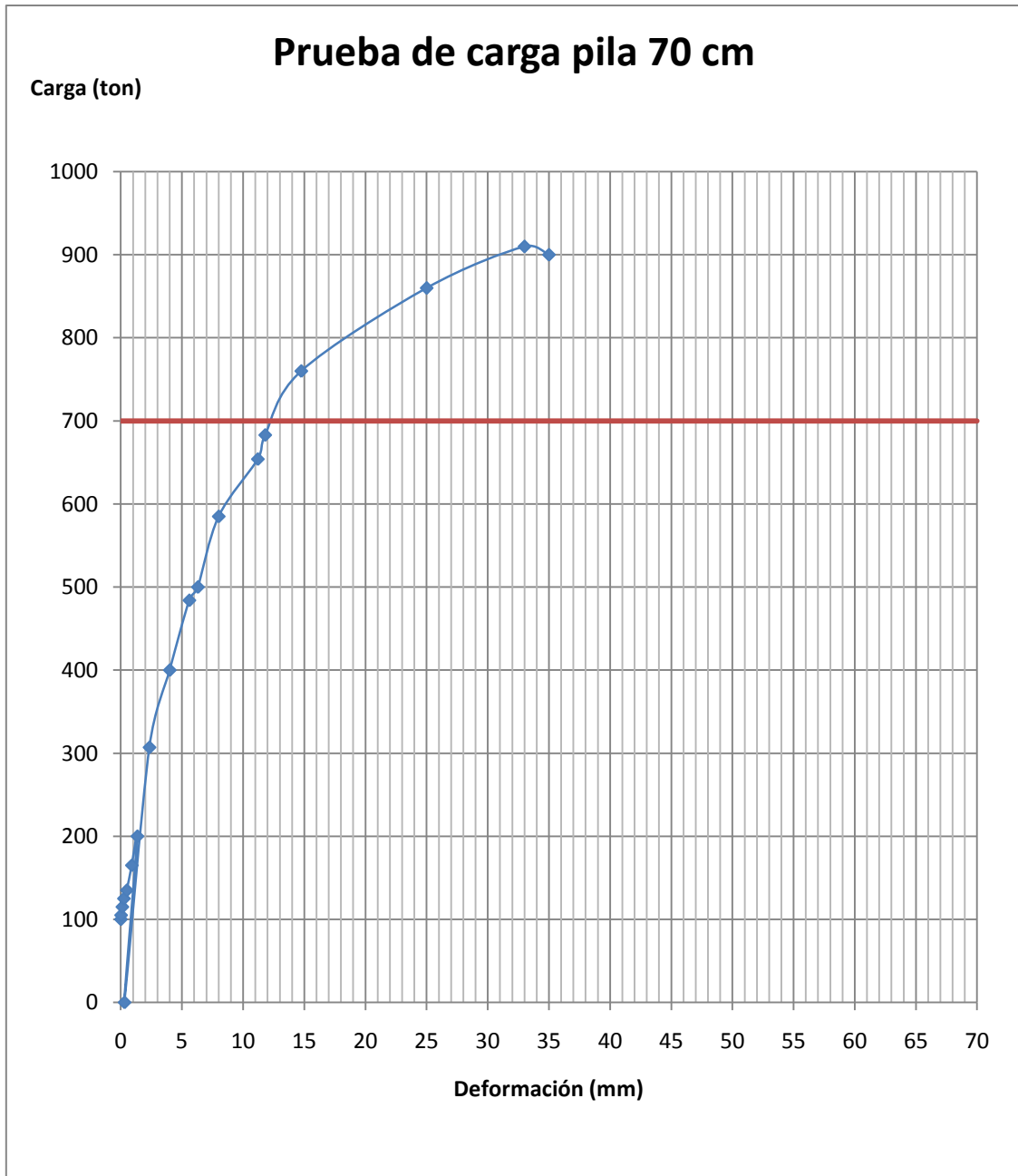
En las primeras medidas la celda de presión de la punta no observó ninguna variación hasta las 700 toneladas que es donde parece que va aportando capacidad de carga.

Es en este punto en que observamos que la deformación en la cabeza de la pila comenzó a aumentar alrededor de las 750 ton y, según nos informó el personal técnico asignado, se llegó a la falla alrededor de las 910 ton; se mantuvo esta carga 40 minutos más y se observó una deformación de hasta 35 mm.⁷

⁷ Deformación equivalente al 5% del diámetro (70 cms) de la pila de prueba.

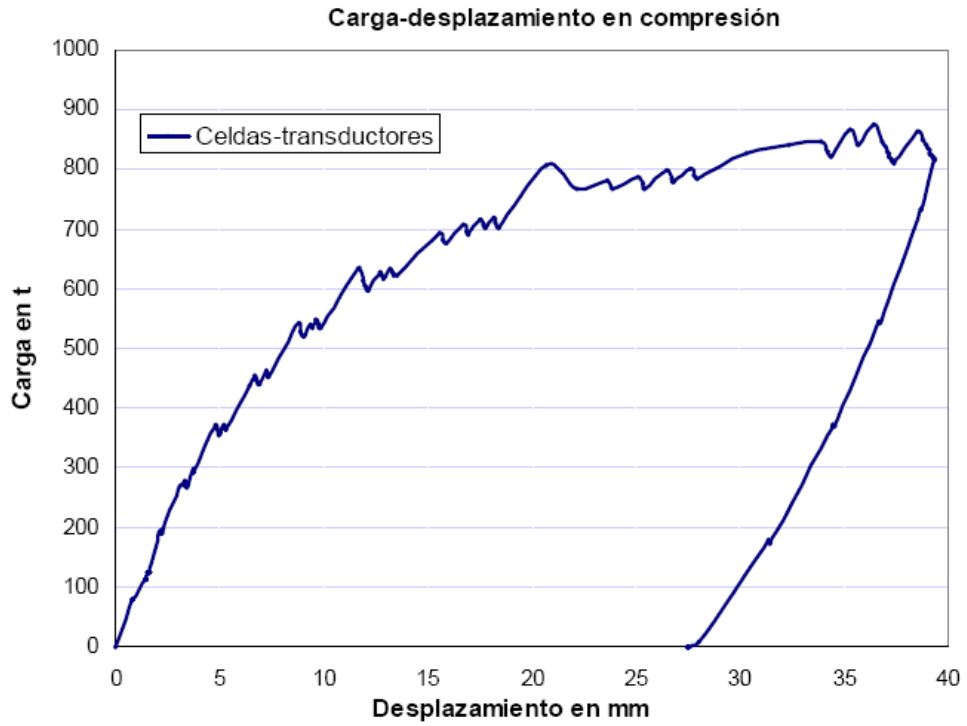


Gráficas de carga-deformación obtenida al momento de ejecución de la prueba de carga

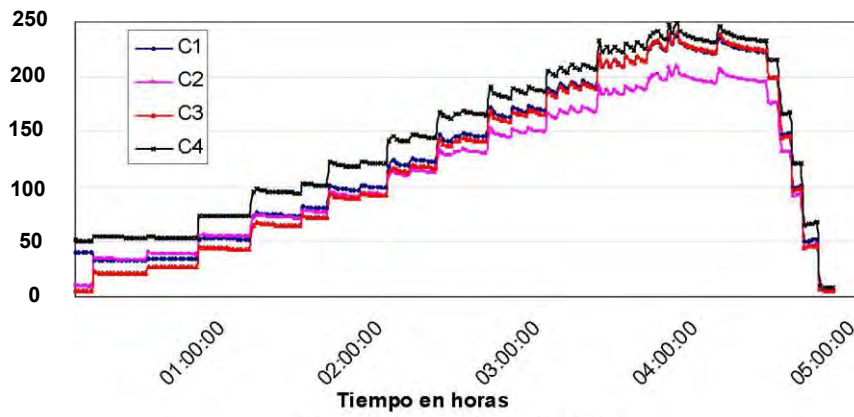


Las gráficas que se muestran en las paginas siguientes, corresponden a la Prueba de Compresión en la pila de prueba ($\Phi= 70\text{cms}$); presentan la deformación en la punta y fueron ejecutadas el 25 de Junio de 2009. En ellas, se observó que la deformación más fuerte ocurre alrededor de las 900 Ton de carga. Se señala que ello está por encima de la carga de diseño para estos elementos.⁸

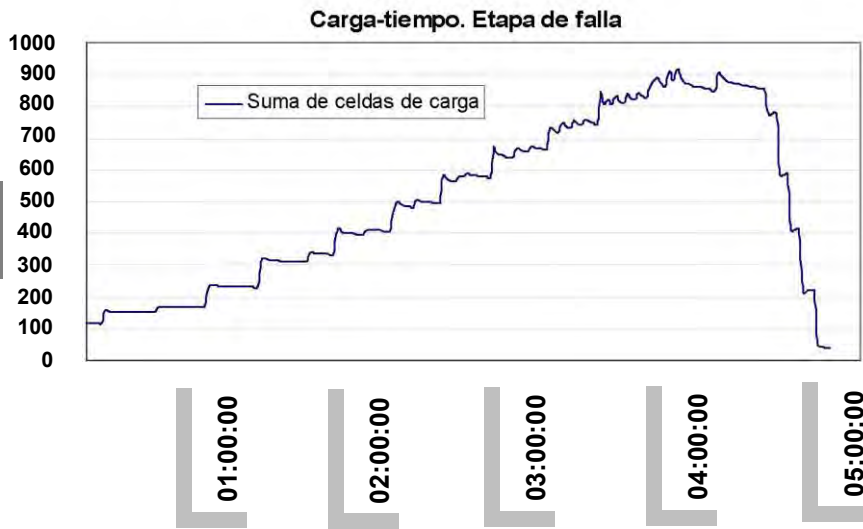
⁸ Véase Anexo v "Memoria de Calculo Estructural Apoyos A74 y A75"



**Carga en t
Parcial**

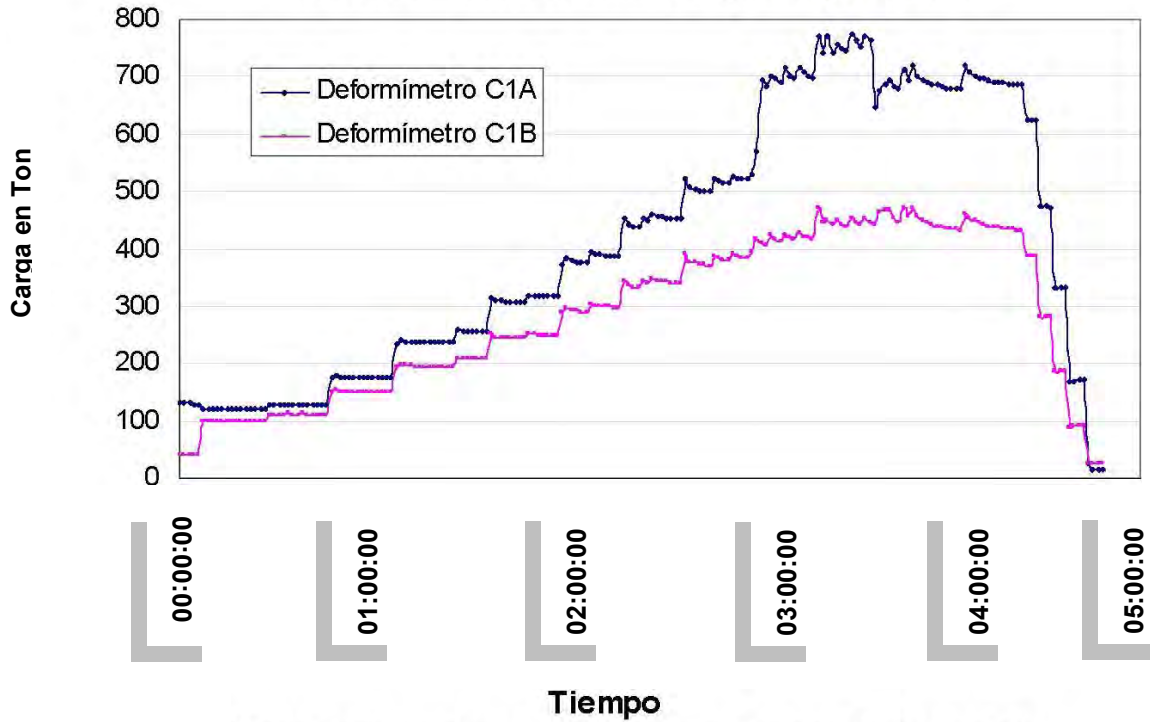


**Carga en t
Acumulada**



Tiempo en horas

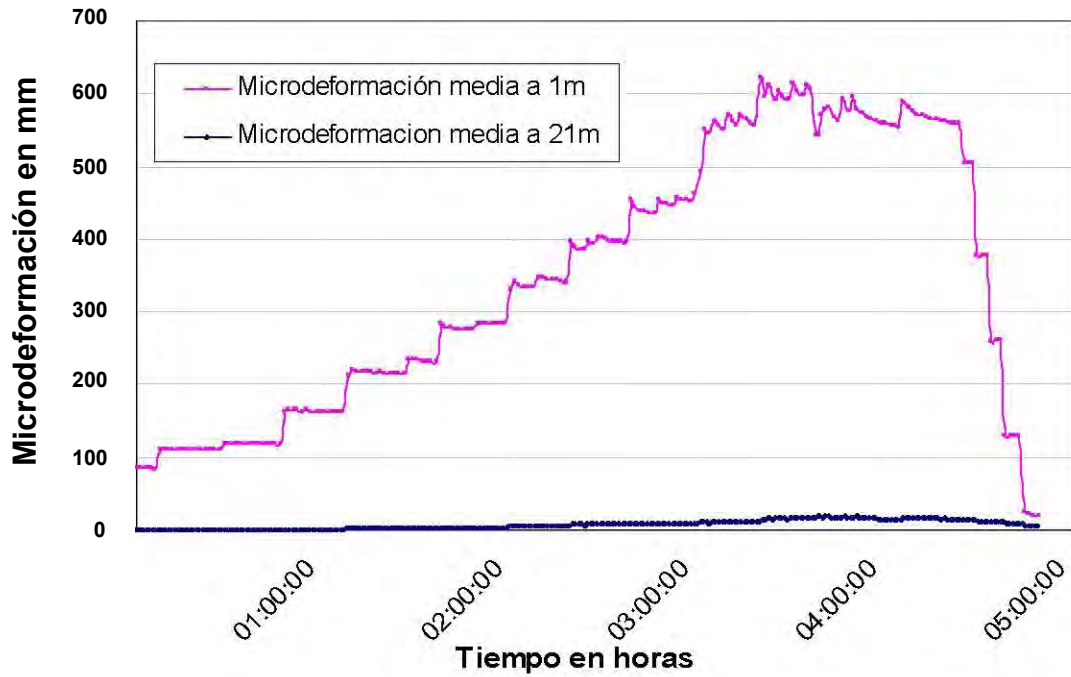
Microdeformaciones a 1m-tiempo. Etapa de falla



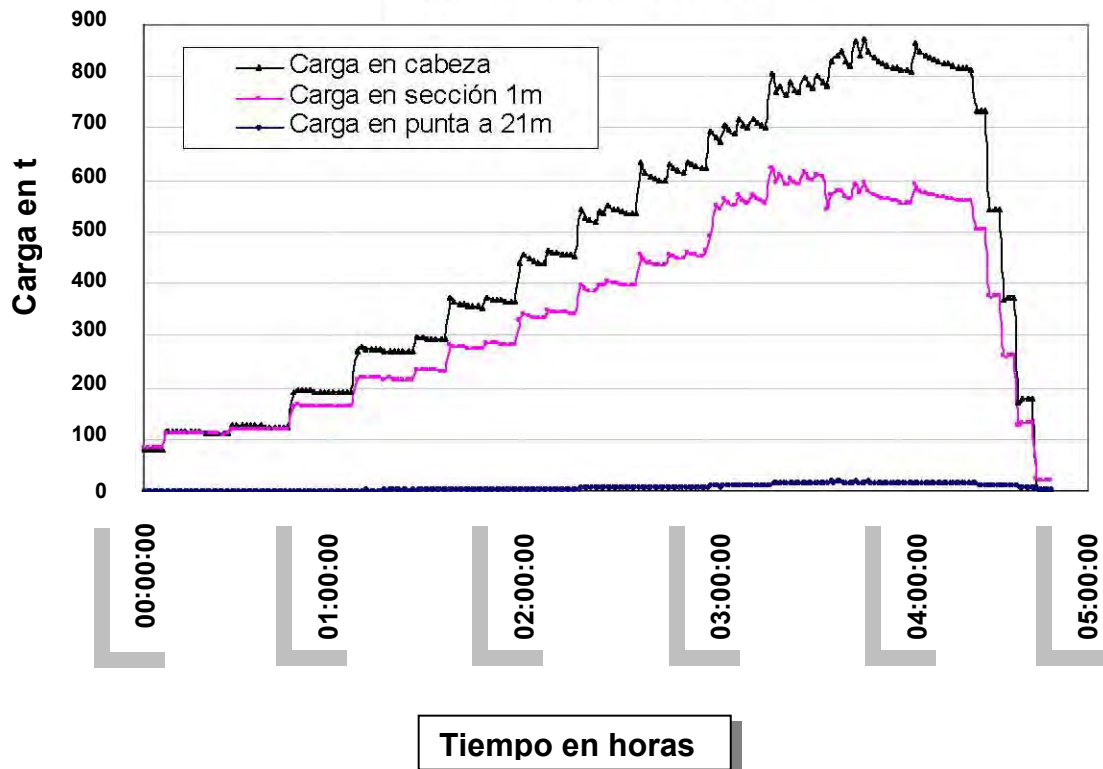
Microdeformaciones en la punta-tiempo. Etapa de falla

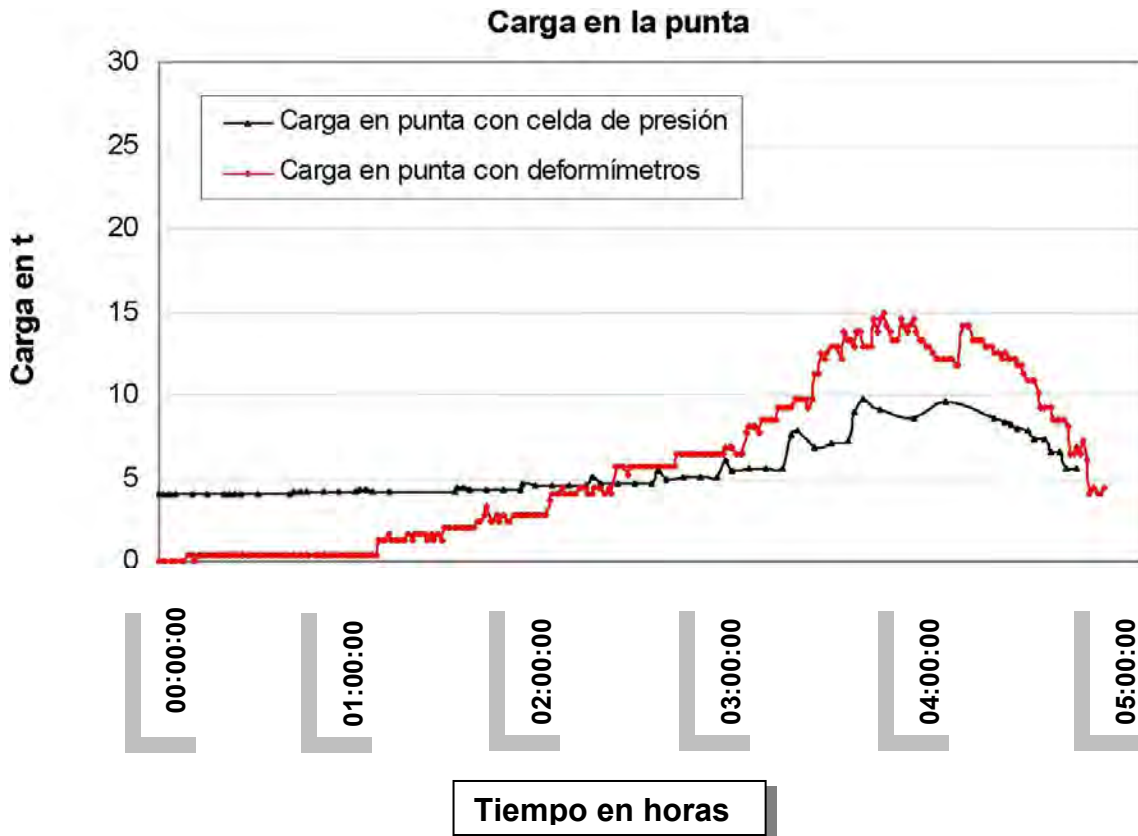


Comparacion de microdeformaciones. Etapa de falla.



Cargas a diferentes niveles





En los gráficos anteriores, se aprecian las micro-deformaciones producidas con las cargas “t” en Toneladas en la etapa de falla; ello se midió en los deformímetros colocados en las pilas para tal fin. En estos gráficos se puede apreciar que la etapa de falla se da, entre las 4 y las 5 horas de aplicación de las cargas de manera constante.

Una vez finalizada la prueba a compresión se procedió a desmontar el sistema de reacción y montarlo para la siguiente prueba a tensión que se programó para el día 30 de Junio de 2009.

V.3 Martes 30 de Junio: Ejecución Prueba de Carga a Tensión

A partir de esta prueba se pretendió obtener la capacidad de carga del suelo a fricción.

Los preparativos para la prueba fueron similares a los hechos para la prueba a compresión. En este caso los gatos se situaron sobre todo el sistema de reacción para tirar de la pila de prueba y reaccionar a compresión en las 4 pilas de reacción.



Vista General del sitio donde se ejecutó la prueba y montaje del sistema de reacción.



En esta prueba se esperaba alcanzar unas 500 toneladas como máximo por lo cual se colocaron únicamente 4 gatos y 4 celdas de carga.

Los instrumentos de medida de las deformaciones constaron, al igual que en la prueba a compresión, de:

- 3 medidores de deformación analógicos de 2" de recorrido= 5 cm.
- 2 medidores de deformación electrónicos.
- 2 medidores de deformación analógicos de 2 cm de recorrido para medir los Tell-tails.
- Escala graduada con espejo e hilo piano.



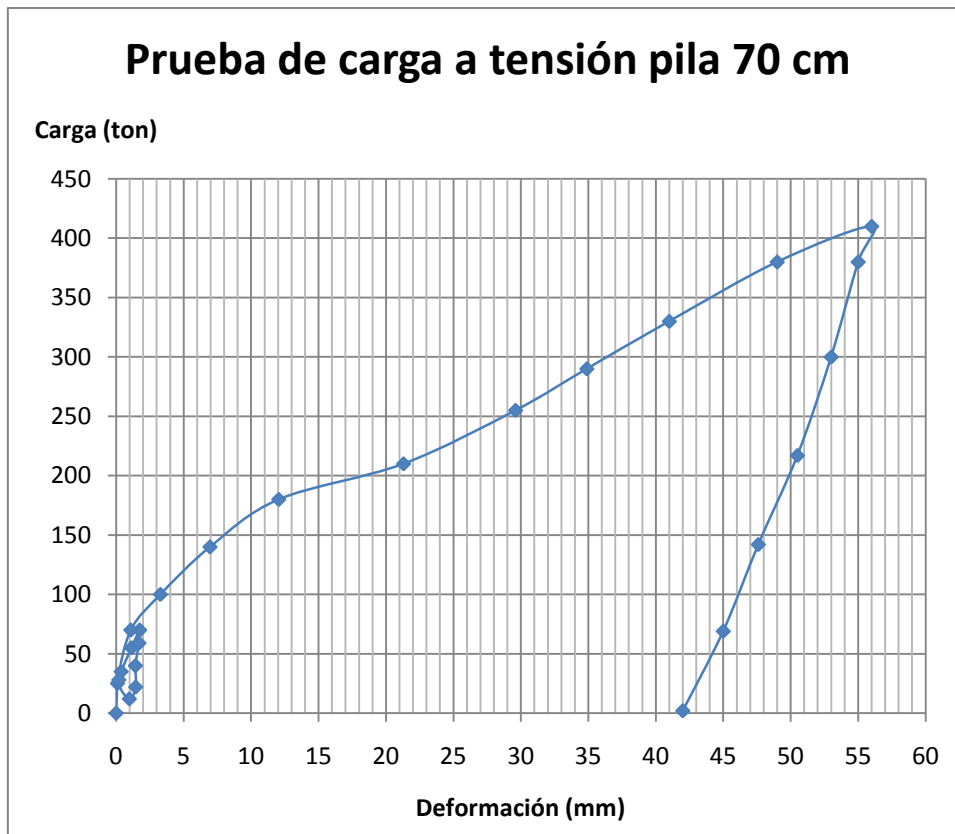
Vista General de la instrumentación colocada en el sitio donde se ejecutó la prueba

La ejecución de la prueba comienza a las 16:20 horas. Se realizó un primer ciclo de ajuste con 4 escalones de 25 Ton cada 15 minutos para llegar a las 100 Ton.

Posteriormente se descargó por completo en otros 4 escalones cada 5 minutos y se reajustaron las barras Dwidag para asegurar el ajuste de todo el sistema de reacción. La carga máxima obtenida realmente fue de 70 Ton y la deformación fue de 1,75 mm. La deformación permanente después del ciclo fue de 0,98 mm.

A las 19 horas se comenzó con el segundo ciclo de carga en el que se pretendía aplicar escalones de 50 Ton cada 20 minutos hasta la falla o bien hasta agotar el sistema de reacción y posteriormente se descargó en escalones cada 5 minutos.

La prueba finalizó a las 23:30. A continuación se presenta una gráfica de los resultados generales obtenidos en la prueba respecto a la cabeza de la pila.



A partir de esta curva se puede observar que alrededor de las 200 toneladas la curva se inclina bastante y parece que va a romper. En cambio se continúa con la carga y después comienza a incrementar la carga con una pendiente bastante constante.

Las deformaciones obtenidas en esta prueba son mucho mayores a las obtenidas en la prueba a compresión. Esto se puede explicar por varios motivos:

1. El material ha sido remoldeado anteriormente en la prueba de carga a compresión del 25 de junio, especialmente el nivel superior de 12 metros de arcillas blandas es muy susceptible a perder su resistencia y tardar mucho tiempo en recuperarla. Realmente se estaría midiendo la resistencia residual por fuste del terreno.
2. Parece que se han producido algunos movimientos del cabezal con respecto a la pila y la parte superficial de éste se ha agrietado en una zona⁹.



⁹ Véase págs. 60-66.

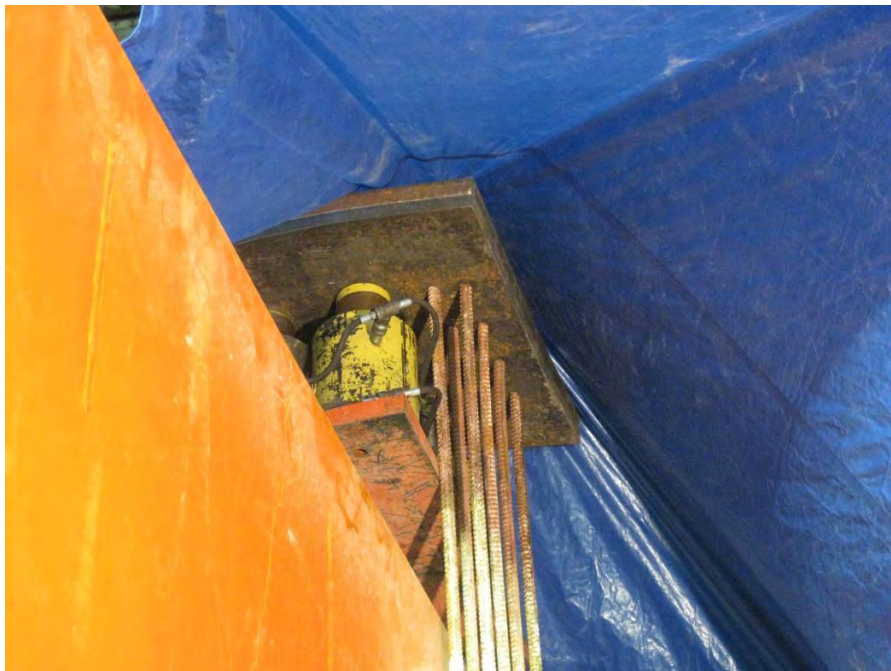
Por estos motivos se tuvieron que reajustar los transductores de desplazamiento ya que llegaron al límite de su recorrido.



Vista General de las grietas que prueban las deformaciones inducidas en el terreno

Al llegar al escalón de las 410 Ton se observó que la placa que sujeta todo el sistema de reacción se estaba doblando y podía suponer un peligro por su posible rotura o por la caída de algún gato. Se decidió entonces suspender el ciclo de carga en ese momento y se prosiguió con la descarga.

Asimismo, es importante señalar que la carga en la pila no llegó a la capacidad de carga última debido a que la limitación del equipo no permitió que ello sucediera.

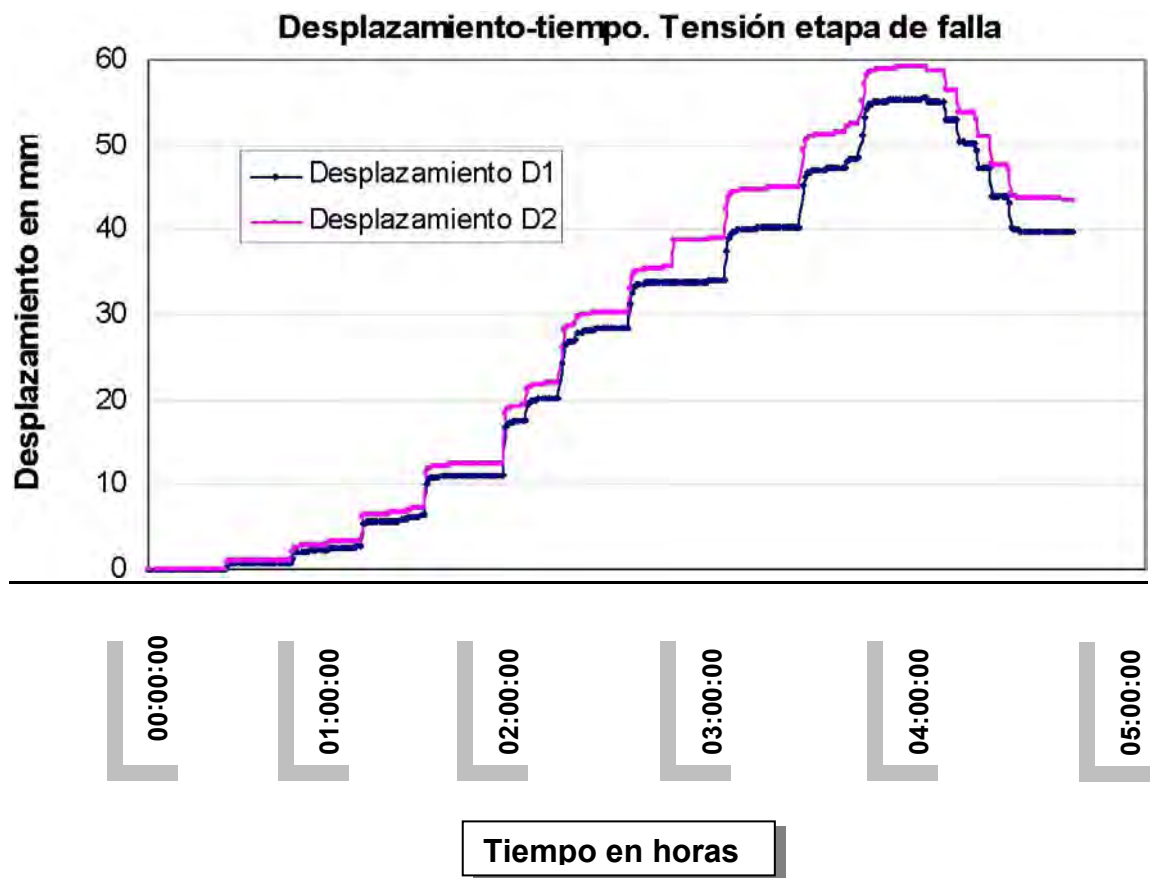


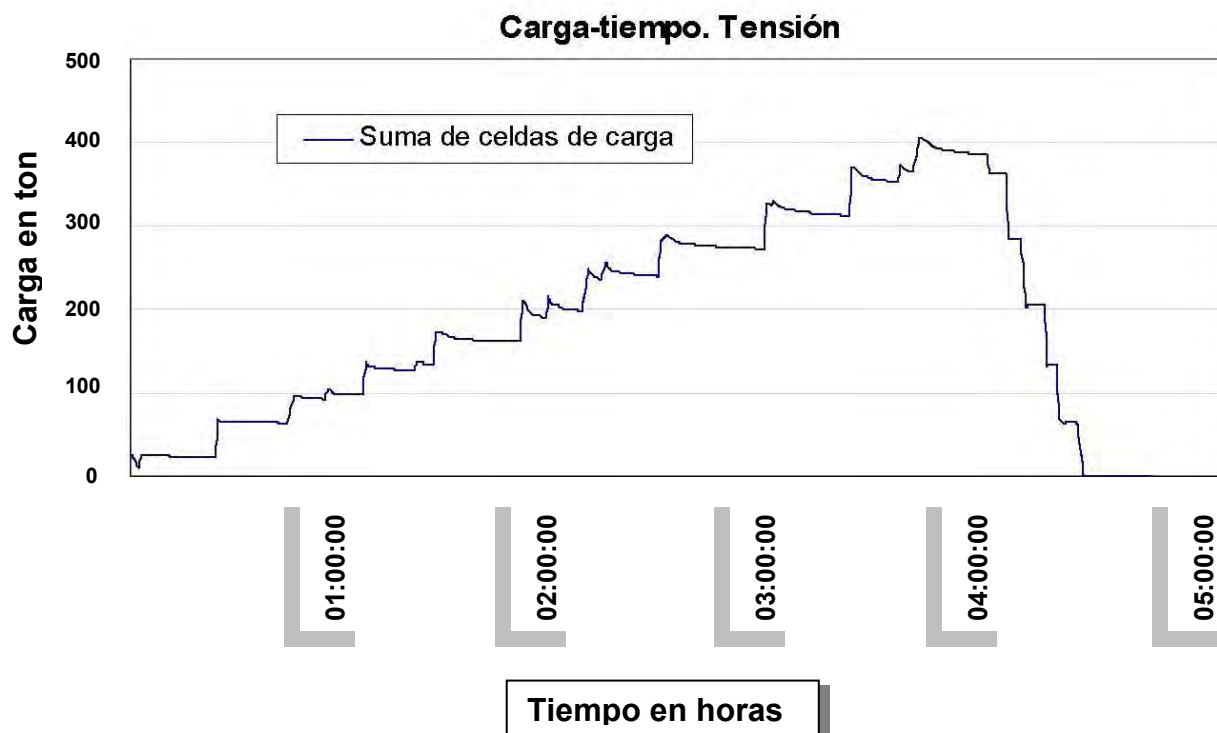
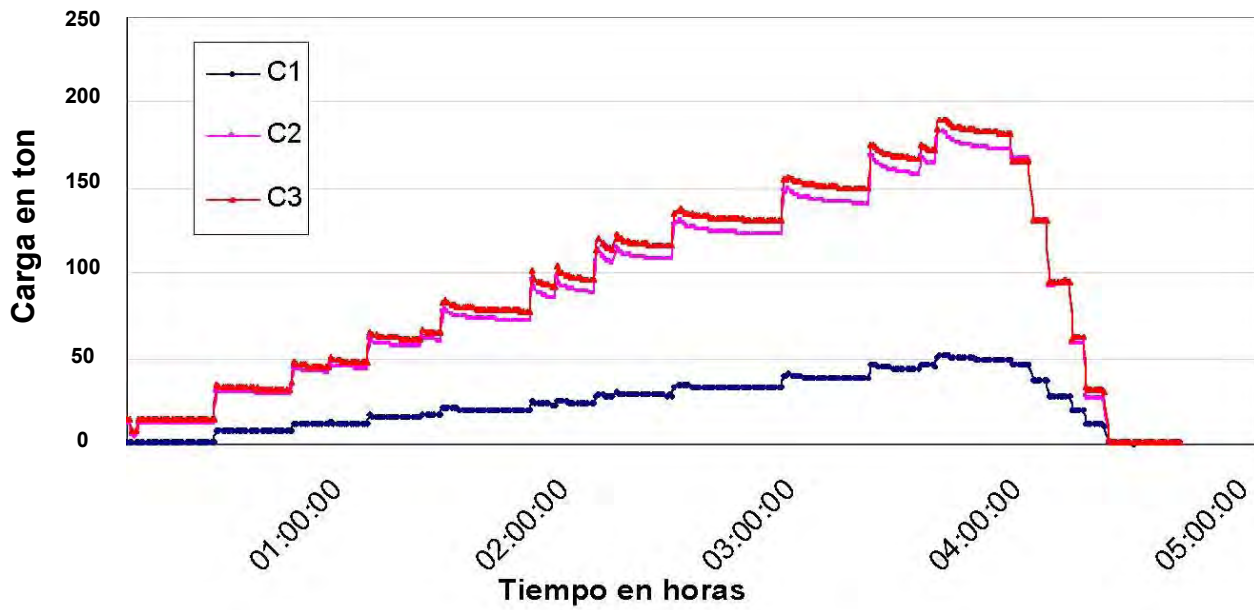
Vista de la placa que sujetaba a todo el sistema; como se observa, presentaba una deformación notable.

A partir del miércoles 1 de Julio de 2010 se comenzó con el desmontaje de la prueba de tensión y los preparativos de la prueba de carga lateral que se había previsto realizar el viernes 3 de Julio para lo cual se realizó una zanja para colocar el sistema de reacción.

Hasta la noche del jueves concluyeron los trabajos realizados y a las 23 horas pidieron realizar una zanja adicional lo cual ya es materialmente imposible por lo que la prueba se reprogramó para realizarla el sábado 4 de julio. Aquí hubo una mala planeación por parte de todos los involucrados.

Las gráficas entregadas por el personal técnico que a continuación se muestran, corresponden a la Prueba de Tensión, y fueron ejecutadas el 30 de Junio de 2009; éstas muestran los desplazamientos en la cabeza de la pila de prueba.

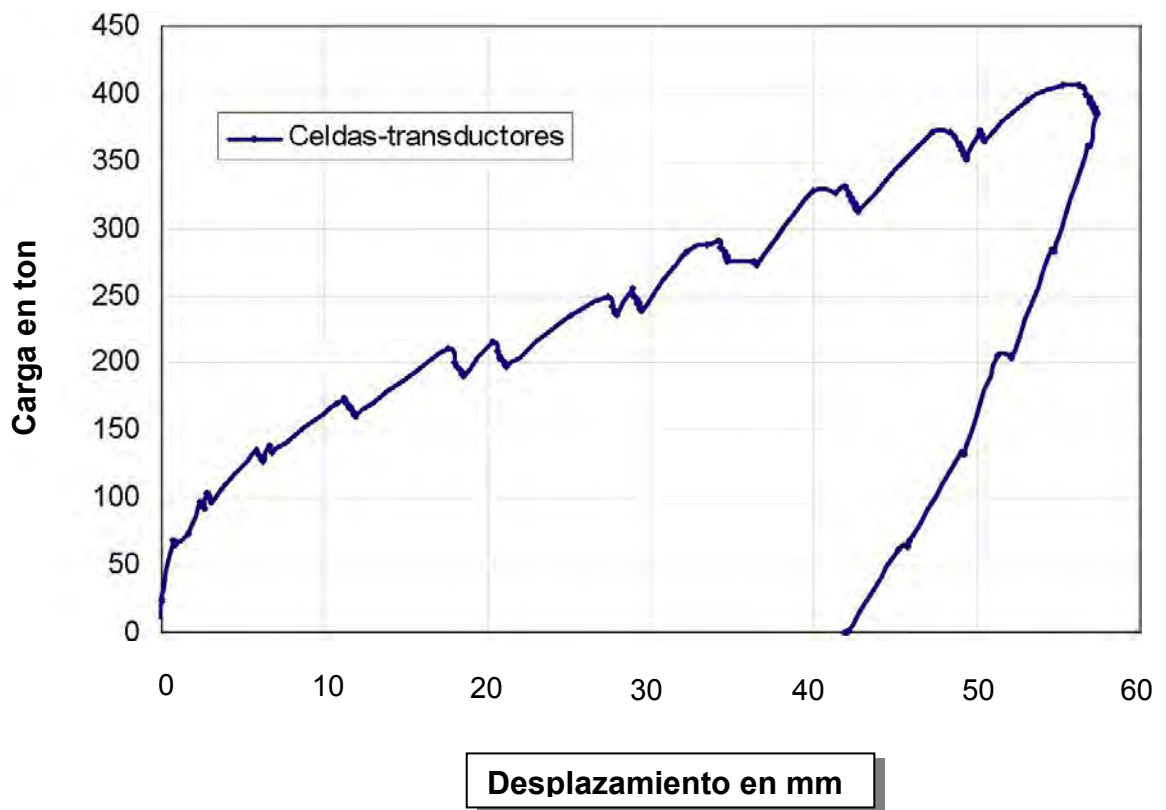




Aun a pesar del diferencial, el comportamiento fue parejo. Ello puede deberse a que suele haber movimiento de gatos, extensómetros y micrómetros; sin embargo, a pesar de ello el comportamiento ha sido uniforme.

De acuerdo a lo observado durante la ejecución de la prueba, puede suponerse fundadamente que el agrietamiento del concreto¹⁰ pudo deberse a una mayor concentración de la carga de un lado respecto con respecto al otro.

¹⁰ Véase fotografías en la parte inferior pág. 69.



Carga-desplazamiento en tensión

Viernes 3 de julio

Se expusieron los resultados preliminares de las pruebas realizadas hasta el momento y tras analizar los datos registrados por la celda de presión de la punta se vió que la carga tomada es de 15 toneladas, lo cual nos indicó decir que la pila no había fallado y que solamente medimos la capacidad de carga por fricción del material.

Se planteó por lo tanto repetir la prueba a compresión por lo que se pospuso la prueba de carga lateral y se programó la repetición de la prueba a compresión para el martes 7 de julio y la lateral para el viernes 10.

V.4 Martes 7 de Julio: Repetición Prueba de Carga a Compresión



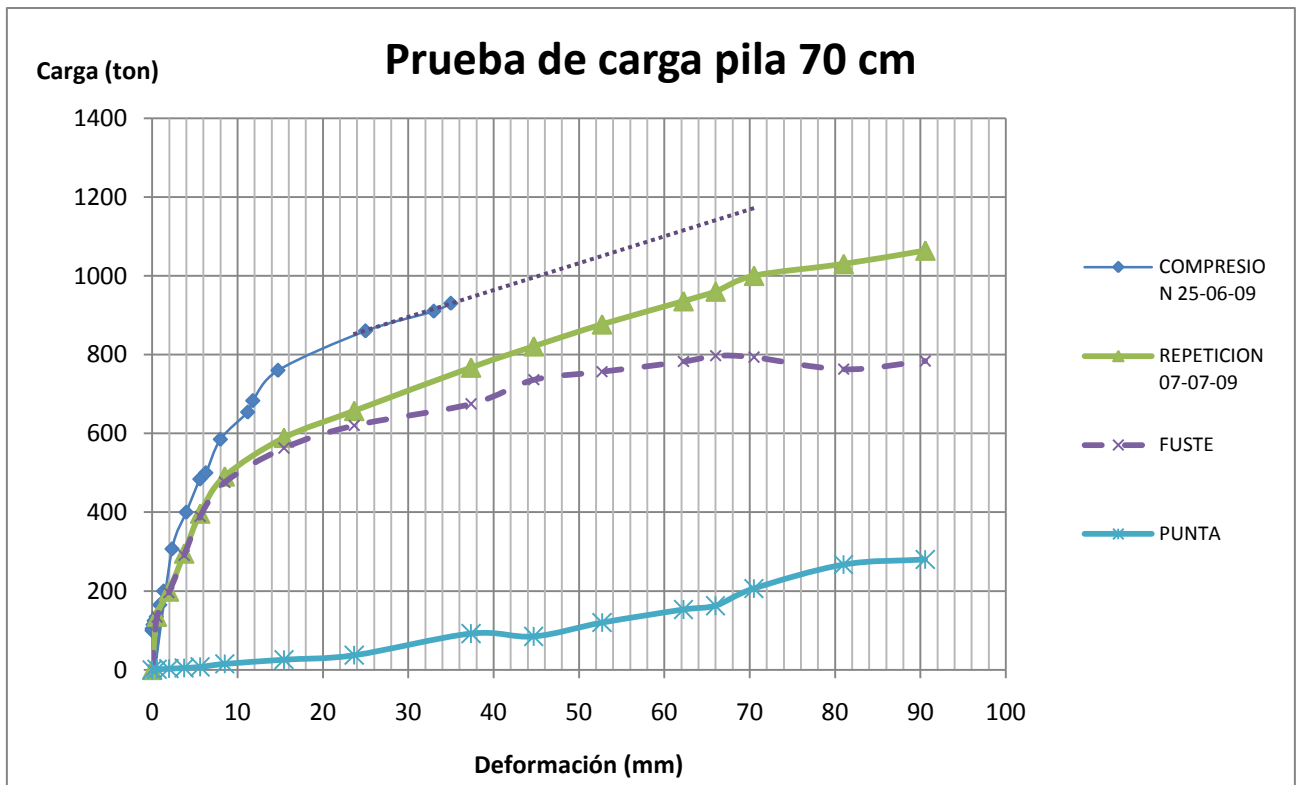
Vista General del sitio donde se ejecutó la prueba y montaje del sistema de reacción.

La instrumentación y medidores fueron exactamente los mismos que para la primera prueba. Se realizó un primer ciclo de carga rápida hasta 500 toneladas para ubicar la pila en su posición original, ya que se desplazó en la prueba de tensión.

Se descargó a cero, se reajustó y se comenzó el ciclo de carga hasta la falla con escalones de 100 toneladas cada 20 minutos.

A partir de las 800 toneladas al sistema hidráulico le costó mucho conseguir aumentos de presión y se hicieron escalones mucho más rápidos, sin esperar los 20 minutos. Es curioso que en esa ocasión sí se pudo calcular de manera inmediata la carga que toma la punta, tanto por la celda de presión como por los strain-gauges embebidos en el concreto.

De acuerdo con las medidas de la celda de presión en la punta la máxima carga que se desarrolla es de alrededor de 50 toneladas, pero con base en las microdeformaciones medidas en el concreto la carga es de cerca de 280 toneladas.



Tomando como buena la información que pareció más lógica de los deformímetros, lo que se pudo determinar en esta gráfica es que la capacidad de carga por punta fue en principio casi nula y la punta no tomó carga hasta deformaciones bastante importantes. Dada la disparidad de la grafica relativa a los datos observados en el fuste y en la punta, pudo suponerse fundadamente que ya hubo un remoldeo del terreno y/o bien que este ultimo ya falló; ello habria llevado a que el registro en la punta respecto al tiempo haya podido ser mas rapido en la segunda prueba de carga. Esto nos ha aclarado el porque para 35 mm de deformacion en la segunda prueba de carga, la misma ha sido casi 200 Ton menor.

V.5 Viernes 10 de Julio: Prueba de Carga Lateral.

La prueba de carga lateral se planeó realizar un primer ciclo de carga en escalones de 8 toneladas cada 10 minutos y posterior descarga en escalones de 8 toneladas cada 5 minutos.

Posteriormente se realizó un segundo ciclo de carga en escalones de 8 Ton cada 15 minutos hasta que se llegase a la falla o al límite del sistema de reacción.

Para esta prueba se empleó únicamente una celda de carga y un gato.



Vista General de arreglo y preparación para ejecución de Prueba de Carga Lateral

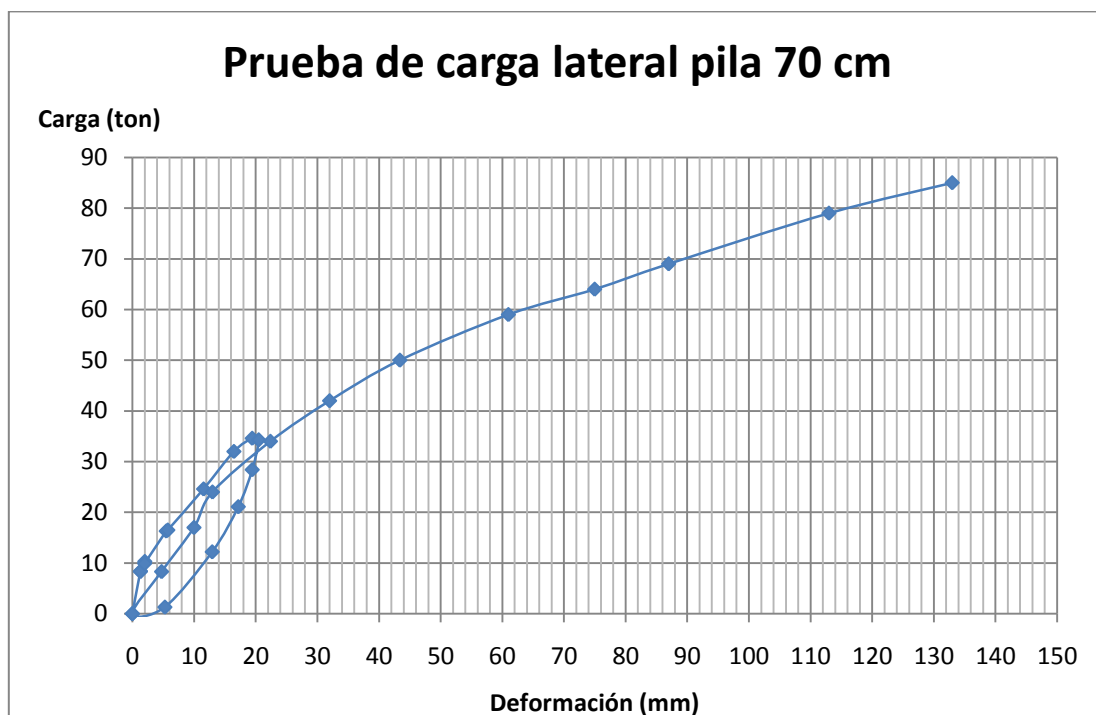




Se observaron grietas en el terreno circundante por los desplazamientos ejercidos sobre la pila



La gráfica carga-deformación obtenida se adjunta a continuación:



En ella, se observó que la deformación fue elástica en incrementos constantes de carga hasta las 35 Tons, posterior a ello la deformación fue relativamente lineal frente a los incrementos de carga llevados a un máximo de 85 Toneladas. La capacidad de carga lateral de diseño es de 45 Tons.¹¹

La prueba se dio por finalizada cuando el gato llegó a la máxima salida del vástago, tal como se aprecia en la fotografía siguiente.



¹¹ Ibidem, pag. 62

CONCLUSIONES

Como se describe en este trabajo, se diseñó la instrumentación para la pila de prueba siguiendo los lineamientos generales de pruebas de carga establecido. El enfoque fue registrar, no únicamente la carga aplicada en la cabeza y el desplazamiento asociado, que se obtienen típicamente en las pruebas de carga convencionales, sino registrar también deformaciones unitarias y carga que se presenta en todo el cuerpo de la pila; esto con el fin de conocer los mecanismos de transferencia de carga de la pila al suelo adyacente y distinguir claramente el aporte que da la capacidad de carga por fricción y por punta.

Se le dio especial atención a conocer la carga de la punta de la pila, por lo que se colocó una celda de carga en el extremo inferior del armado principal. Con el mismo fin, se colocaron otros sistemas de medición en secciones cercanas a la punta, que si bien no ofrecen una medición directa de la carga, si permiten inferirla de forma aproximada y, podría decirse, de forma redundante con la medición de las celdas.

Este principio de redundancia se aplicó también para el registro de otras variables. En general, la instrumentación contempló sensores para registrar carga, desplazamiento, deformaciones unitarias y compresiones del concreto en diferentes secciones.

La carga aplicada en el cabezal de la pila se midió mediante celdas de carga; un sistema de control y redundante a éste fue el de lecturas manométricas de la presión de los gatos conocida el área útil del sistema y la presión de la bomba. Para medir los desplazamientos verticales del cabezal, se emplearon tres sistemas de medición: El primero se realizó por medio de dos transductores de desplazamiento eléctricos, el segundo con tres indicadores de carátula y el tercero con una regla milimétrica graduada con hilo piano y espejo adosado al cabezal. La utilidad de éste último sistema se probó en las etapas de carga que generaron grandes desplazamientos, agotándose las carreras de los indicadores de carátula.

Por su parte, para medir la distribución de la carga dentro del elemento pila se colocaron en cinco secciones, deformímetros eléctricos soldados a las barras de acero del armado principal de la pila y deformímetros ahogados en el concreto, capaces de medir deformaciones unitarias al interior de la pila. En cada una de las cinco secciones de instrumentación se dispusieron cuatro deformímetros: dos de concreto diametralmente opuestos y dos de acero ortogonales a los de concreto, y por ende, diametralmente opuestos entre sí; este arreglo resultó muy conveniente por ser redundante y por permitir obtener la deformación unitaria media de la sección en el caso de la flexión por excentricidades de carga.

Para la medición de las compresiones del elemento estructural pila, se colocaron indicadores de deformación a profundidad en tres secciones. Los indicadores, se distribuyeron de la siguiente forma: uno, cercano a la punta, otro a la mitad de la longitud y el tercero cercano al cabezal. Esto permitió conocer los desplazamientos relativos de la punta y de otras dos secciones respecto al suelo circundante. Constituye además un sistema que permite inferir las deformaciones unitarias medias entre secciones.

Los registros obtenidos después de realizada la prueba de carga, permitieron establecer ventajas y eventuales desventajas de la instrumentación descrita. Lo observado es lo siguiente:

La instrumentación permitió conocer a detalle el aporte del fuste y de la punta en cada etapa de prueba, así como las curvas de transferencia de carga y de distribución de carga en toda la profundidad. Los sistemas redundantes de medición resultaron muy convenientes debido a la falla, prácticamente inevitable, de un porcentaje de los sistemas de medición. Los sensores de concreto muestran un comportamiento muy estable en sus registros, además de que su instalación es rápida y sencilla.

Los indicadores de deformación a profundidad son elementos mecánicos de fácil instalación, muy económicos y que ofrecen información valiosa para pruebas de carga en pilas, por lo que su uso sistemático en todas las pruebas de carga debe fomentarse.

Los sensores de acero resultaron en algunos casos inestables, debido principalmente a problemas de hermeticidad y a las deformaciones que sufren durante las maniobras de izaje. En mi opinión, este sistema de medición es vulnerable; es mejor la instalación de varillas hermanas (sister bars) ensambladas de fábrica.

El sistema de medición de la celda de carga en la punta mostró fallas debido a los mismos problemas de maniobra y estanqueidad. En su lugar, es recomendable instrumentar la punta mayor número de sensores de concreto. Eventualmente, se pueden instalar celdas de presión en la punta.

El sistema de reacción y de aplicación de cargas probó ser eficaz y de fácil aplicación en otras pruebas.

Finalmente, es importante señalar que debido a cuestiones de confidencialidad solicitadas por el cliente en su momento y reflejadas a nivel contractual, no nos ha sido posible ahondar mas allá en los resultados obtenidos por la prueba de carga en su totalidad mas que en los consignados en el presente trabajo.

BIBLIOGRAFÍA

OHL (2009) ESPECIFICACIONES PARA LA EJECUCION DE PRUEBAS DE PHICOMETRO CERCA DEL APOYO N° 72, VIADUCTO BICENTENARIO, ELABORADAS POR EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM

ASTM DESIGNATION D1143/D1143M STANDARD TEST METHODS FOR DEEP FOUNDATIONS UNDER STATIC AXIAL COMPRESSIVE LOAD, ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS, NEW YORK

ASTM DESIGNATION D 3966-07 (2007) STANDARD TEST METHODS FOR DEEP FOUNDATIONS UNDER LATERAL LOAD ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS, NEW YORK

KATZENBACH, R., ET AL, (2007), COUPLED PRESSUREMETER-PHICOMETER ANALYSIS FOR SOIL EXPLORATION, PROC. OF THE SEVENTH INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FIELD MEASUREMENTS IN GEOMECHANICS, ASCE, BOSTON.

MANUAL DE CIMENTACIONES PROFUNDAS
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS A.C. (SMMS)

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL – 2004 (RCDF-04).

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES DE CONCRETO PARA EL DISTRITO FEDERAL, EDICIÓN 2004, (NTCG-04)

INGENIERÍA GEOLÓGICA
GONZALEZ DE VALLEJO
EDIT. PRENTICE HALL

FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN
JOSEPH E. BOWLES
Mc GRAW HILL

PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES
BRAJA M. DAS
CENGAGE LEARNING

MECÁNICA DE SUELOS TOMOS I Y II
JUAREZ BADILLO RICO RODRIGUEZ
EDITORIAL LIMUSA

SOIL MECHANICS
JUMIKIS A.
EDIT. VAN NOSTRAND

MECÁNICA DE SUELOS
LAMBE T Y WHITMAN R.
EDIT. LIMUSA

MANUAL DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS Y PILOTES
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS

ANEXOS

i. PROGRAMA DE EJECUCION

ii. ESTRATIGRAFIAS

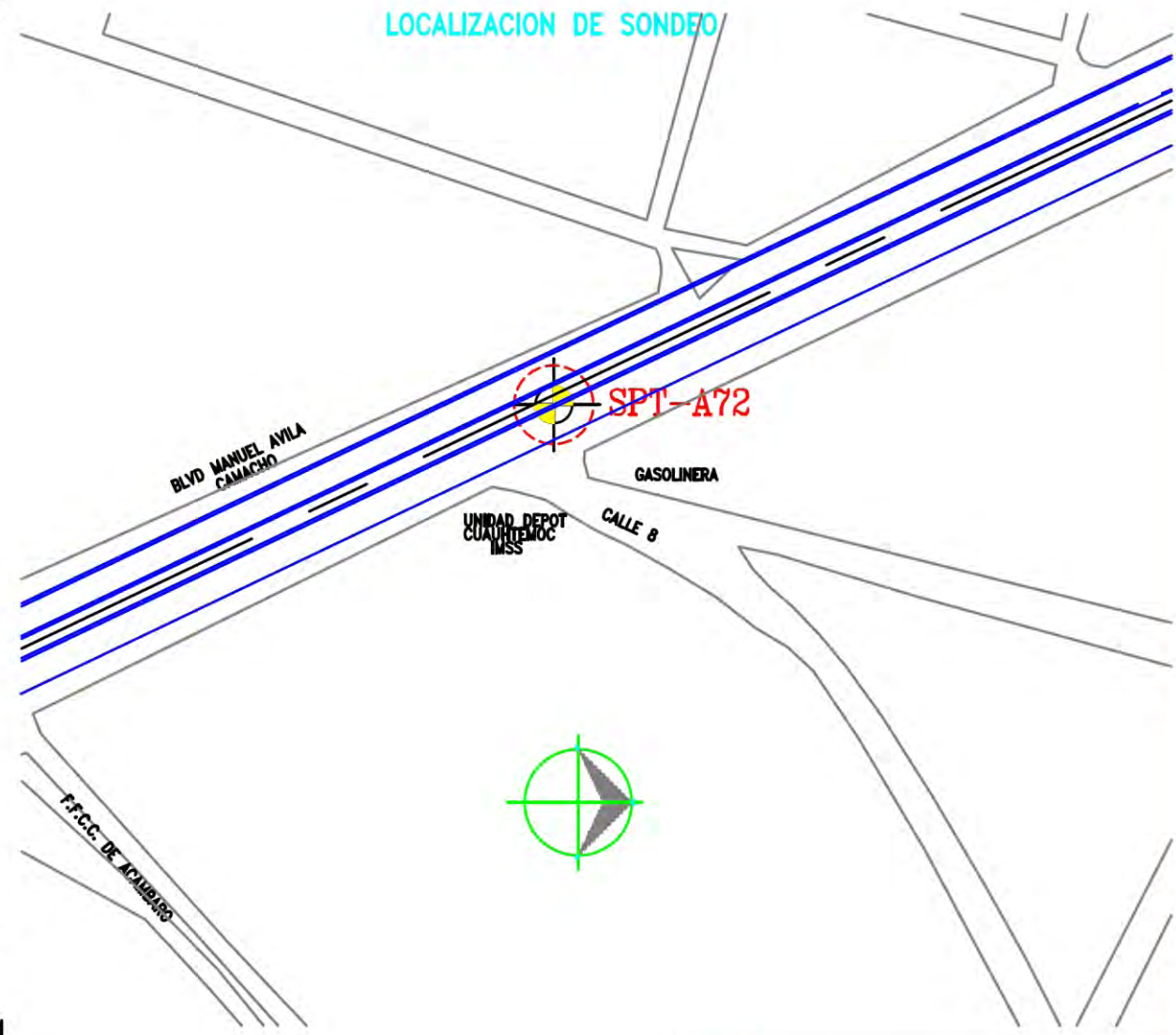
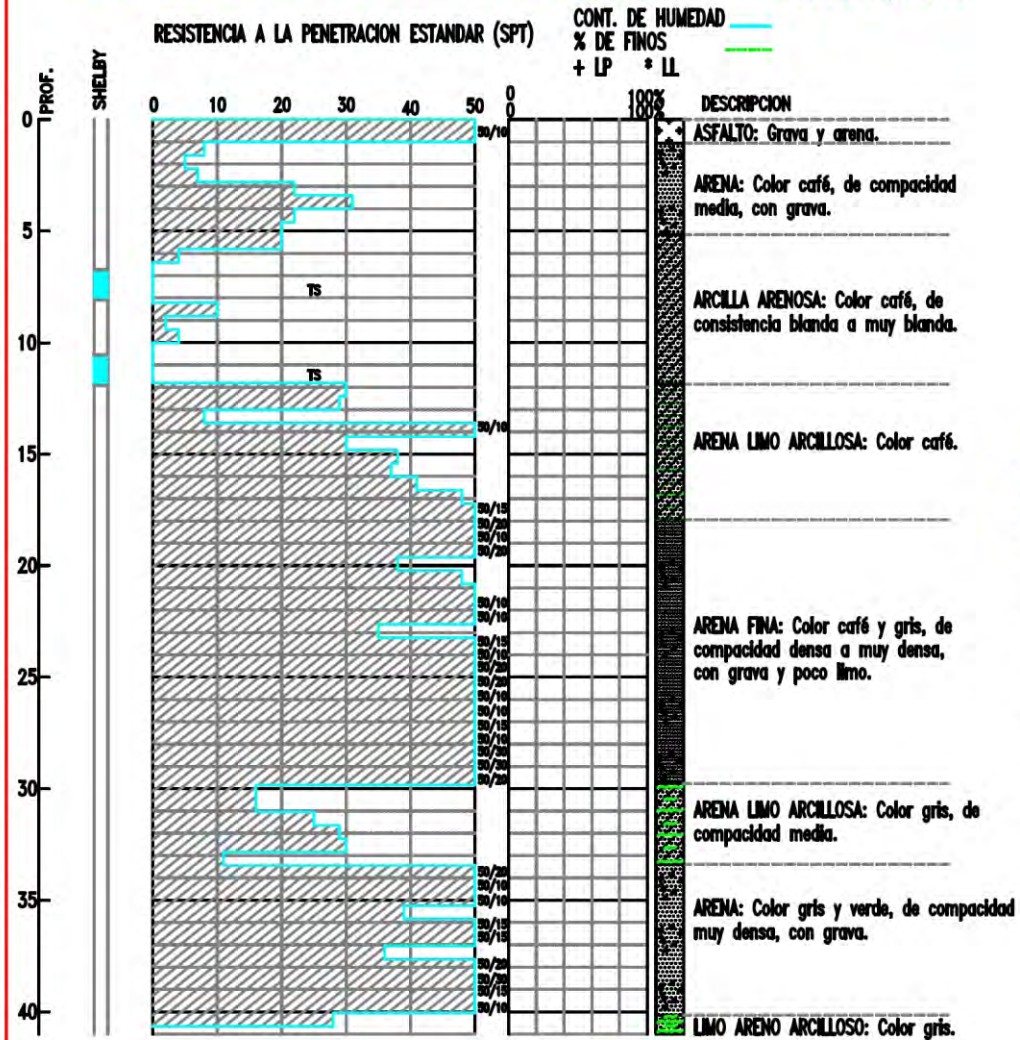


VIADUCTO BICENTENARIO S.A. DE C.V.
VIADUCTO BICENTENARIO: SEGUNDO PISO ESTADO DE MEXICO
TRAMO 1: TOREO - LOMAS VERDES
ESTRATIGRAFIA CON LABORATORIO

UBICACION: BLVD MANUEL A C, IMSS DEPTVO. CUAUHEMOC

SONDEO: SPT-A72
 NAF:
 FECHA: 20/01/09

LOCALIZACION DE SONDEO



SIMBOLOGIA



Gobierno del Estado de México.
 Secretaría de Comunicaciones.
 Dirección General del Sistema de Autopistas, Aeropuertos,
 Servicios Conexos y Auxiliares

SUBPROYECTO: VIADUCTO
 TRAMO I: "TOREO - LOMAS VERDES"

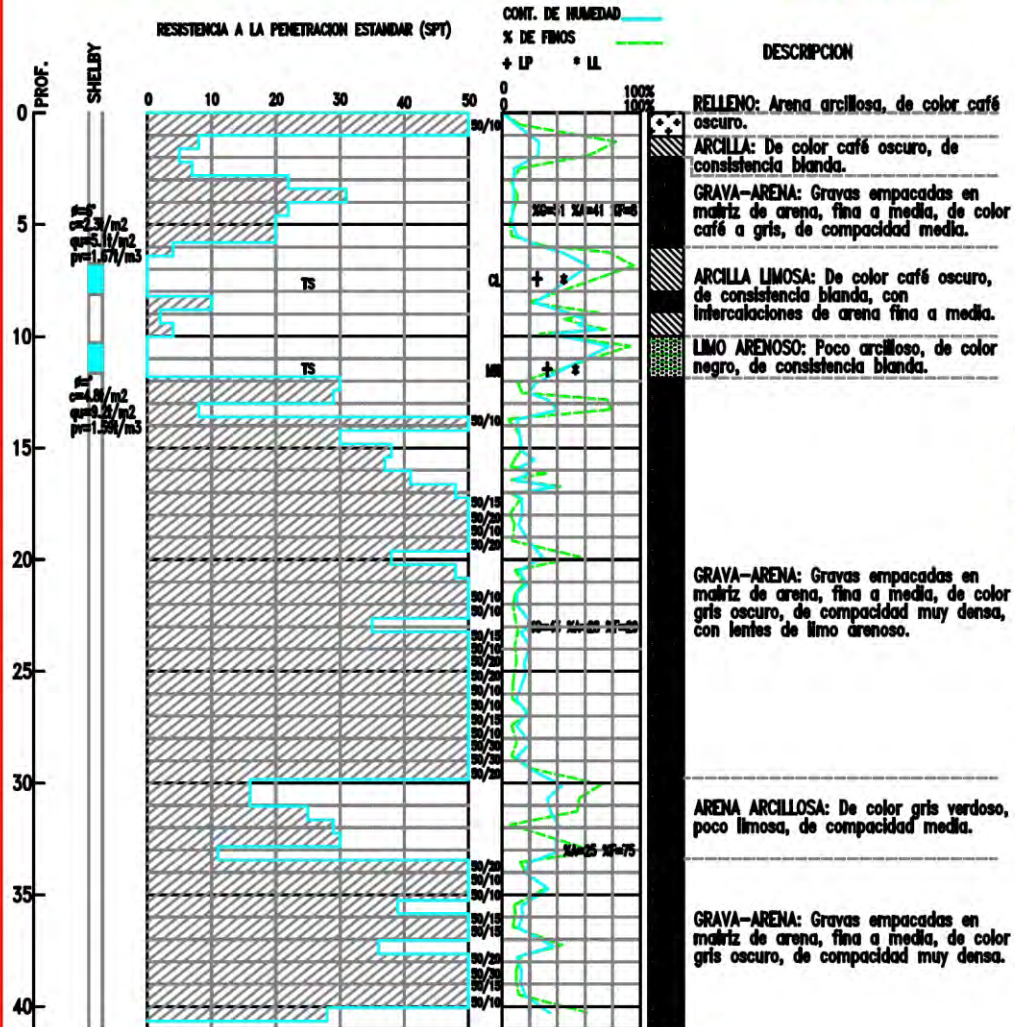
PLANO: LOCALIZACION DE SONDEO Y
 PERFIL ESTRATIGRAFICO PRELIMINAR- SPT-A72



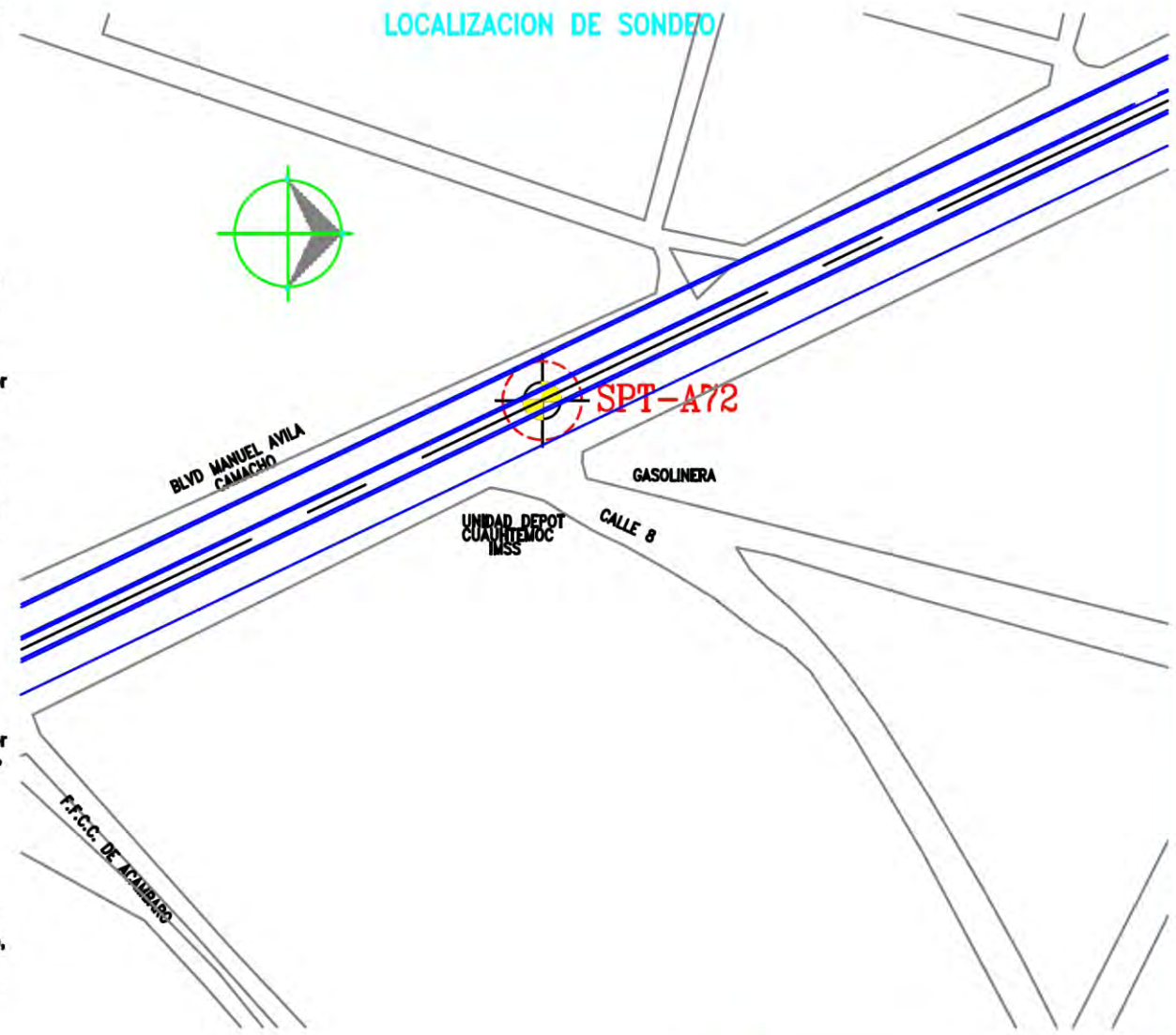
VIADUCTO BICENTENARIO S.A. DE C.V.
VIADUCTO BICENTENARIO: SEGUNDO PISO ESTADO DE MEXICO
TRAMO 1: TOREO - LOMAS VERDES
ESTRATIGRAFIA CON LABORATORIO

UBICACION: BLVD MANUEL A C, IMSS DEPTVO. CUAUHEMOC

SONDEO: SPT-A72
 NAF:
 FECHA: 20/01/09



SIMBOLOGIA



Gobierno del Estado de México.
 Secretaría de Comunicaciones.
 Dirección General del Sistema de Autopistas, Aeropuertos,
 Servicios Conexos y Auxiliares

SUBPROYECTO: VIADUCTO TRAMO I: "TOREO - LOMAS VERDES"

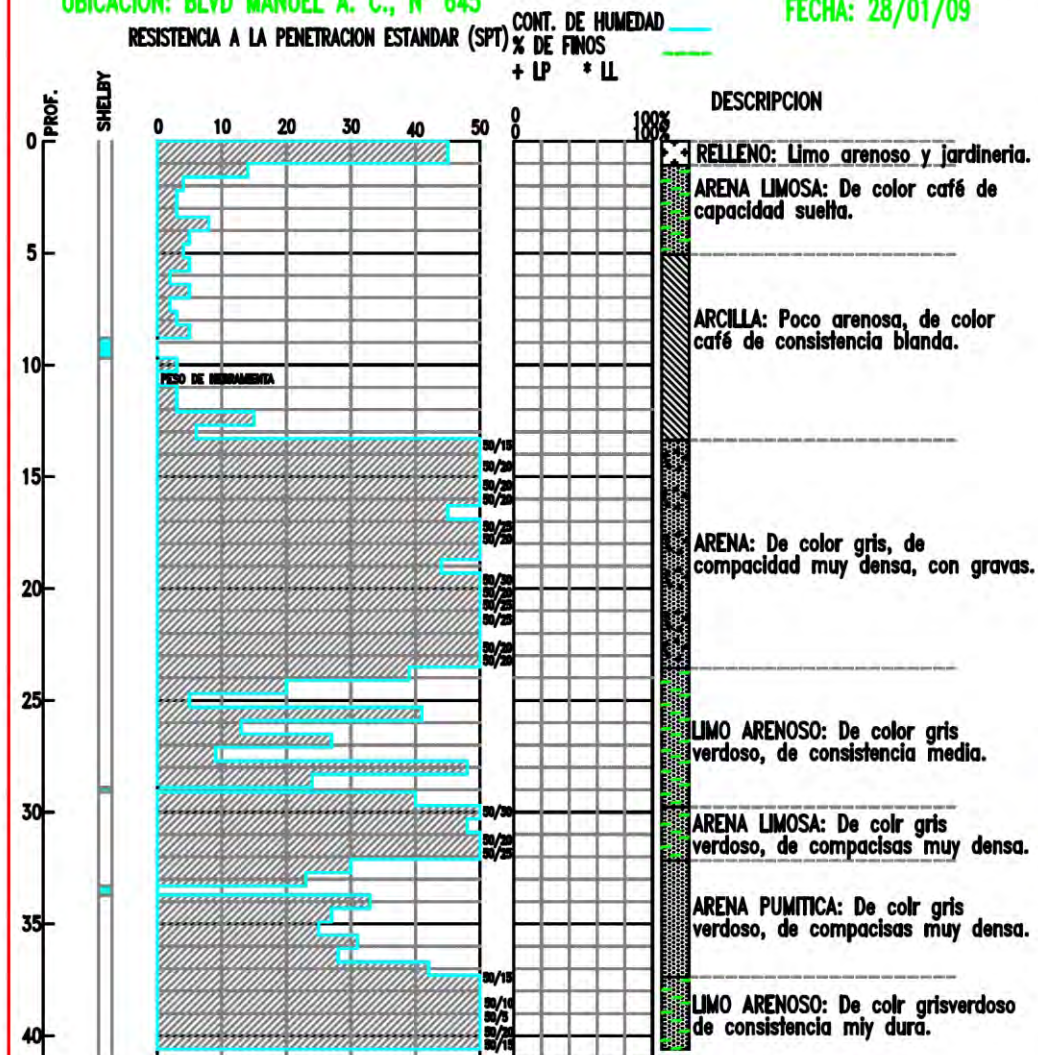
PLANO: LOCALIZACION DE SONDEO Y PERFIL ESTRATIGRAFICO CON LABORATORIO- SPT-A72



VIADUCTO BICENTENARIO S.A. DE C.V.
VIADUCTO BICENTENARIO: SEGUNDO PISO ESTADO DE MEXICO
TRAMO 1: TOREO - LOMAS VERDES
ESTRATIGRAFIA CON LABORATORIO

UBICACION: BLVD MANUEL A. C., N° 645

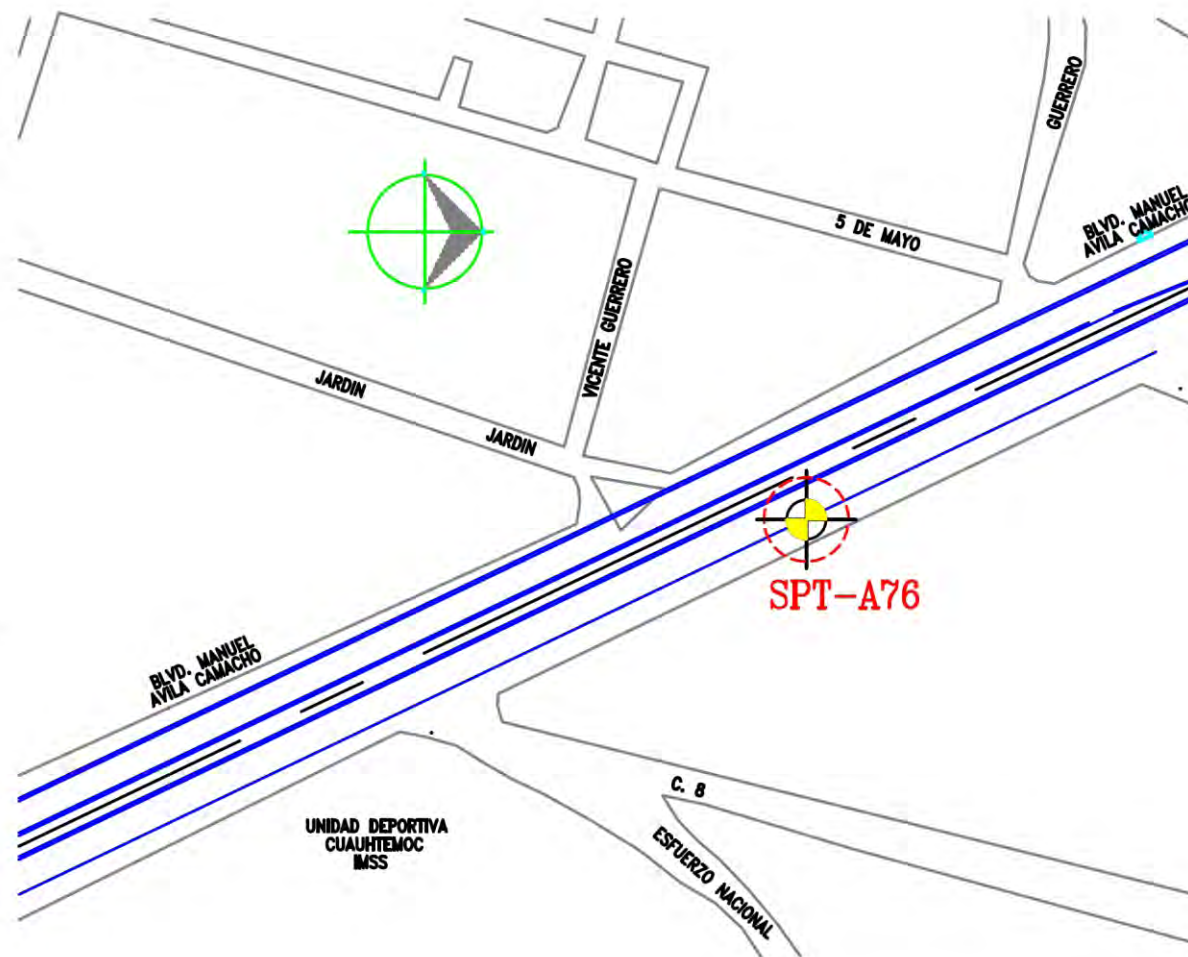
SONDEO: SPT-A76
NAF:
FECHA: 28/01/09



SIMBOLOGIA



LOCALIZACION DE SONDEO



Gobierno del Estado de México.
 Secretaría de Comunicaciones.
 Dirección General del Sistema de Autopistas, Aeropuertos,
 Servicios Conexos y Auxiliares

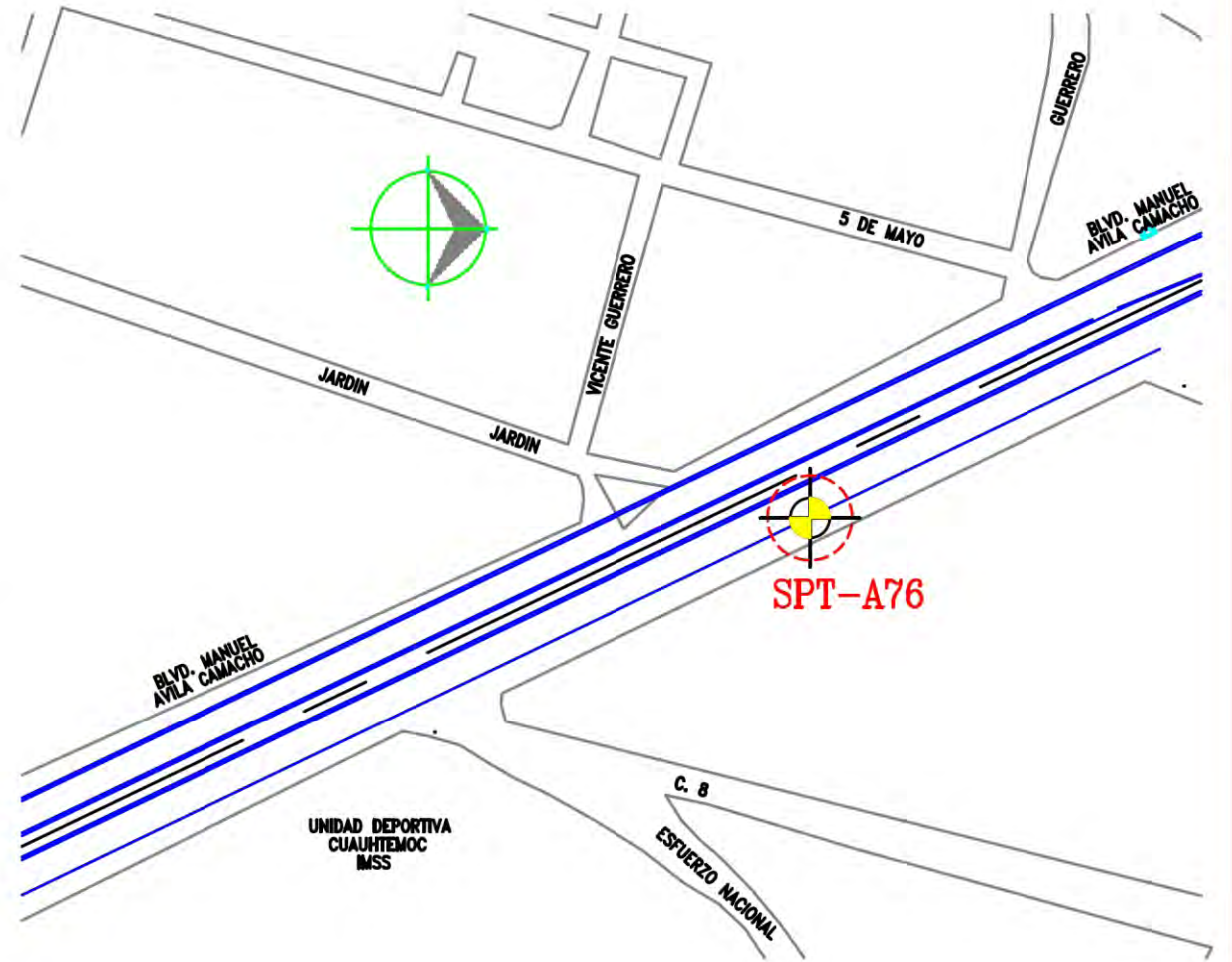
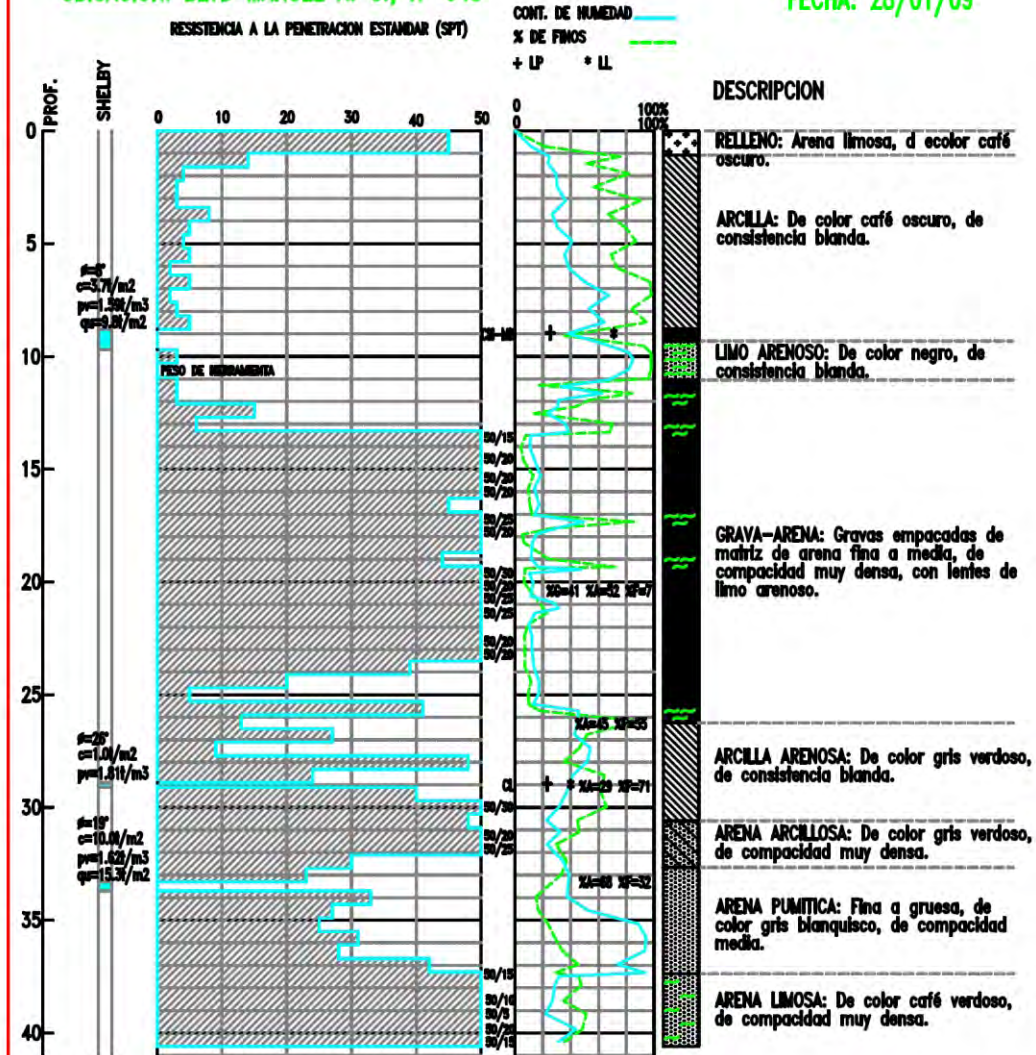
SUBPROYECTO: VIADUCTO TRAMO I: "TOREO - LOMAS VERDES"

PLANO: LOCALIZACION DE SONDEO Y PERFIL ESTRATIGRAFICO PRELIMINAR- SPT-A76

UBICACION: BLVD MANUEL A. C., N° 645

SONDEO: SPT-A76
NAF:
FECHA: 28/01/09

LOCALIZACION DE SONDEO



SIMBOLOGIA

- ARENA
- ARCILLA
- RELLENO
- LIMO
- GRAVA

Gobierno del Estado de México.
Secretaría de Comunicaciones.
Dirección General del Sistema de Autopistas, Aeropuertos, Servicios Conexos y Auxiliares

SUBPROYECTO: VIADUCTO
TRAMO I: "TOREO - LOMAS VERDES"

PLANO: LOCALIZACION DE SONDEO Y PERFIL ESTRATIGRAFICO CON LABORATORIO- SPT-A76

1. ELEMENTOS MECANICOS EN LA BASE DE LA COLUMNA

a) ELASTICOS

MODELO EJE	SECCION COLUMNA (cm)	Pu MAX. (ton)	M2 MAX. (ton)	M3 MAX. (ton)	TIPO DE SUELO
A74	250.0x201.8	988	2309	844	B

b) RESISTENCIA ULTIMA

MODELO EJE	SECCION COLUMNA (cm)	Pu MAX. (ton)	Mut (ton)	TIPO DE SUELO
A74	250.0x201.8	1006	4137	B

NOMENCLATURA
MOMENTO DE FALLA DE COLUMNA POR SISMO EN DIRECCION TRANSVERSAL (M_{tr})

2. ELEMENTOS MECANICOS EN PILAS

a) ELASTICOS

EJE	COMP. MAXIMA Pu (ton)	TENSION ts (ton)
A74	616	332

b) RESISTENCIA ULTIMA

EJE	COMP. MAXIMA Pu (ton)	TENSION T _u (ton)
A74	676	375

NOMENCLATURA
COMP. MAX. ELASTICA (P_e)
COMP. MAX. ULTIMA (P_u)
TENSION MAX. ELASTICA (T_e)
TENSION MAX. ULTIMA (T_u)

3.1 CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y FACTORES DE SEGURIDAD (INST. ING.)

EJE	D _f PILES (m)	Q _u ULTIMA (ton)	F.S. Q _u /T _e	Q _u ULTIMA (ton)	F.S. Q _u /P _e
A74	22	611	1.84	808	1.31

3.2 CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y FACTORES DE SEGURIDAD (ZEEVART)

EJE	D _f PILES (m)	Q _u ULTIMA (ton)	F.S. Q _u /T _e	Q _u ULTIMA (ton)	F.S. Q _u /P _e
A74	22	311	0.93	1384	2.25

NOMENCLATURA
FRICCION ULTIMA (Q_u)
CAP DE CARGA PUNTA + FRICCION ULTIMA (Q_p)

3.3. CONSIDERANDO LA CONTRIBUCION DEL 20% DE LA LOSA DE CIMENTACION, CON LO CUAL HABRIA UN AUMENTO EN LA CAPACIDAD DE CARGA.

Q_u l_{os}a=144 ton

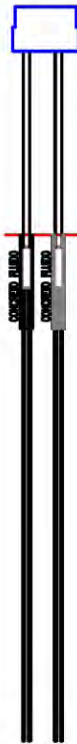
EJE	D _f PILES (m)	Q _u ULTIMA (ton)	F.S. Q _u /T _e	Q _u ULTIMA (ton)	F.S. Q _u /P _e
A74	22	611	1.84	952	1.54

CARGA LATERAL ELASTICA (P_{Le})
CARGA LATERAL ULTIMA (P_{Lu})

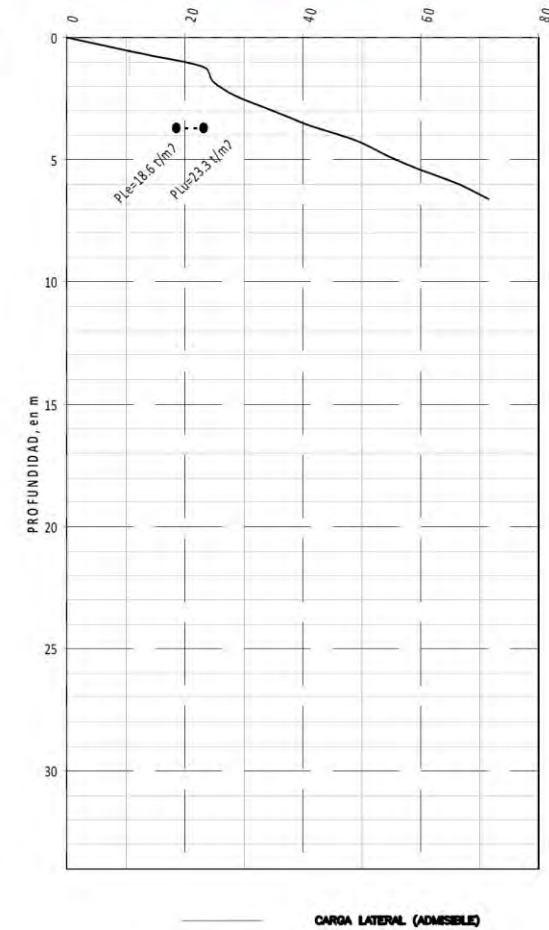
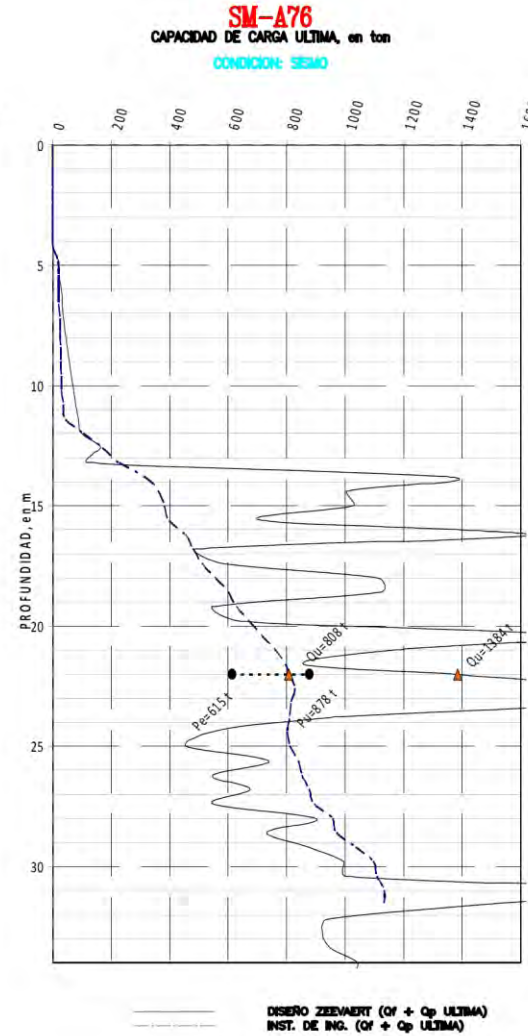
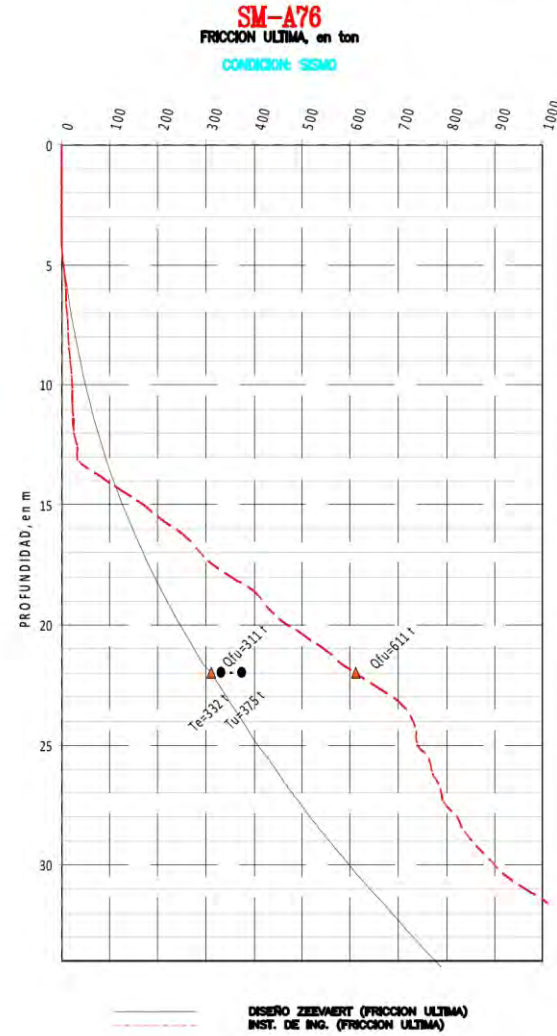
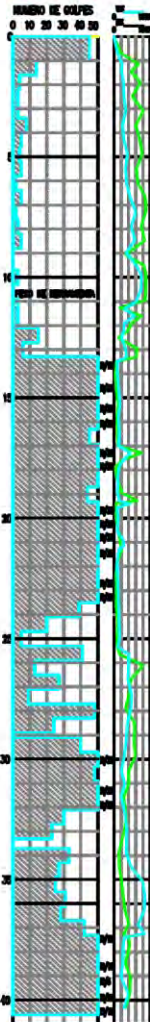
SM-A76
CARGA LATERAL, en t/m2
CONDICION: SISMO

TRAMO I- A74

A73 A74



SM-A76



1. ELEMENTOS MECANICOS EN LA BASE DE LA COLUMNA

a) ELASTICOS

MODELO	SECCION COLUMNA (cm)	Pu MAX. (ton)	M2 MAX. (ton)	M3 MAX. (ton)	TIPO DE SUELO
A76	250.0X181.6	745	2143	531	B

b) RESISTENCIA ULTIMA

MODELO	SECCION COLUMNA (cm)	Pu MAX. (ton)	Mut (ton)	TIPO DE SUELO
A76	250.0X181.6	1063	3406	B

NOMENCLATURA
MOMENTO DE FALLA DE COLUMNA POR SISMO EN DIRECCION TRANSVERSAL (M_{xt})

2. ELEMENTOS MECANICOS EN PILAS

a) ELASTICOS

EJE	COMP. MAXIMA Pe (ton)	TENSION Tx (ton)
A76	600	234

b) RESISTENCIA ULTIMA

EJE	COMP. MAXIMA Pu (ton)	TENSION Tu (ton)
A76	779	282

NOMENCLATURA
COMP. MAX. ELASTICA (Pe)
COMP. MAX. ULTIMA (Pu)
TENSION MAX. ELASTICA (Te)
TENSION MAX. ULTIMA (Tu)

3.1 CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y FACTORES DE SEGURIDAD (INST. ING.)

EJE	D _f PILAS (m)	Q _f ULTIMA (ton)	F.S. Q _f /T _e	Q _{f+Q_p} ULTIMA (ton)	F.S. Q _{f+Q_p} /P _e
A76	21	845	2.32	799	1.26

3.2 CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y FACTORES DE SEGURIDAD (ZEEVAERT)

EJE	D _f PILAS (m)	Q _f ULTIMA (ton)	F.S. Q _f /T _e	Q _{f+Q_p} ULTIMA (ton)	F.S. Q _{f+Q_p} /P _e
A76	21	275	1.17	1172	1.95

NOMENCLATURA
FRICCION ULTIMA (Q_f)
CAP DE CARGA PUNTA + FRICCION ULTIMA (Q_{f+Q_p})

3.3. CONSIDERANDO LA CONTRIBUCION DEL 20% DE LA LOSA DE CIMENTACION, CON LO CUAL HABRIA UN AUMENTO EN LA CAPACIDAD DE CARGA.

Q_u ISO=144 ton

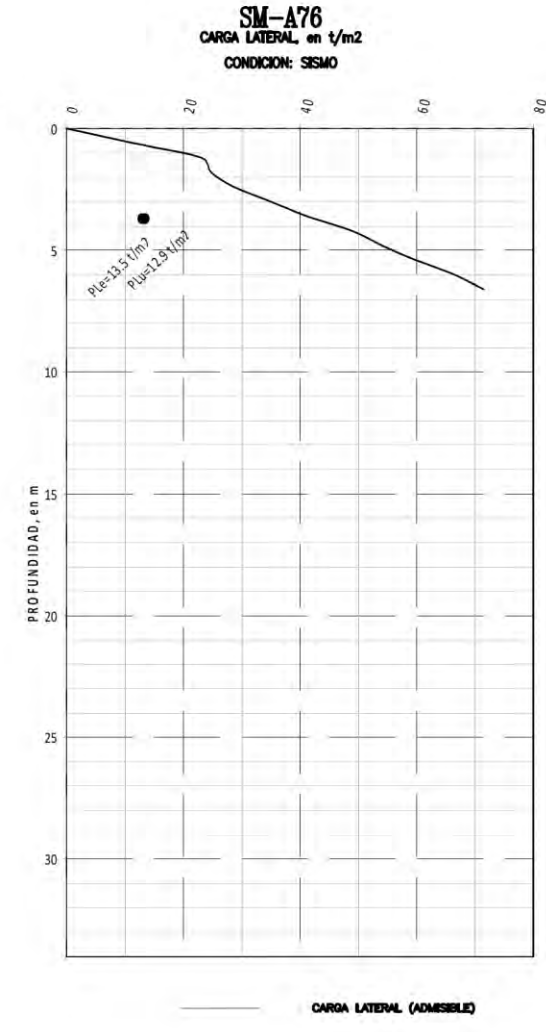
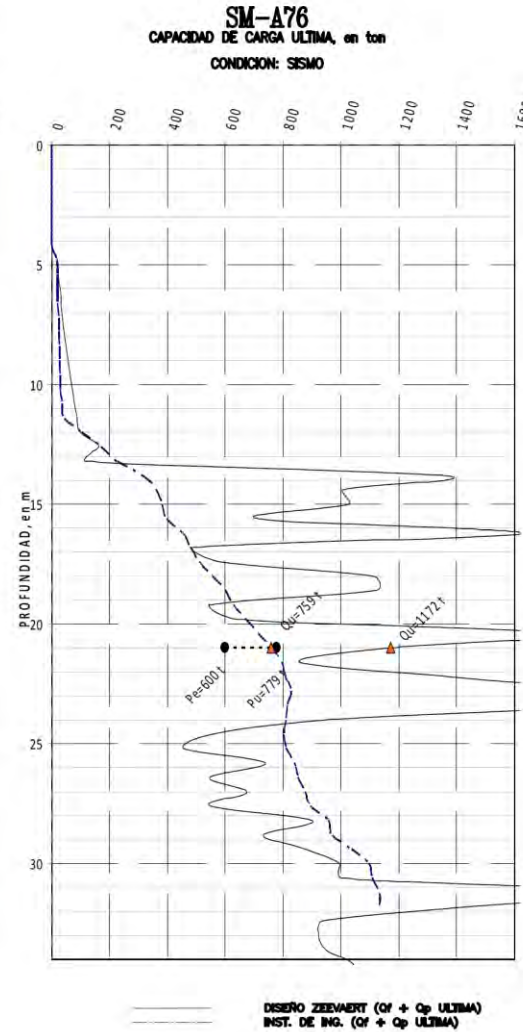
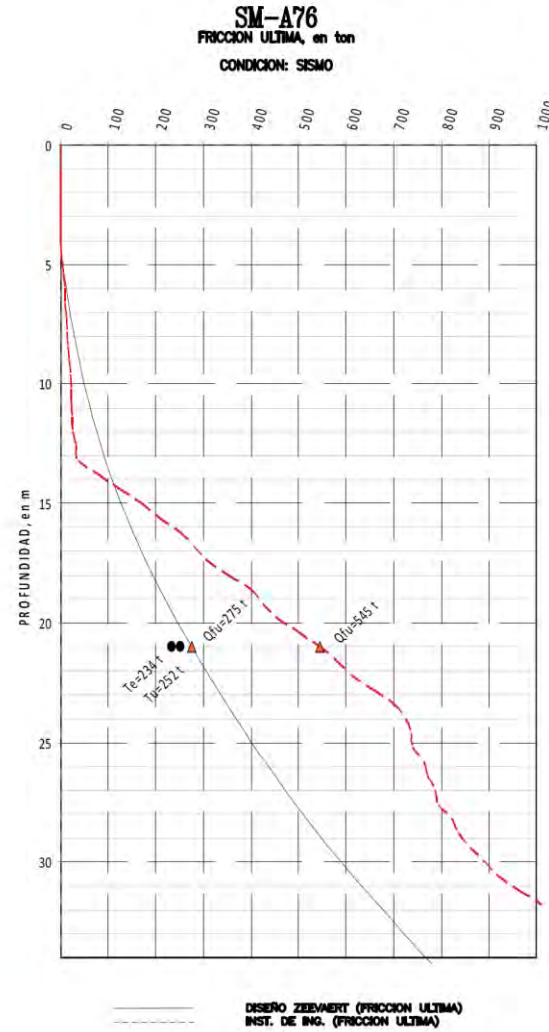
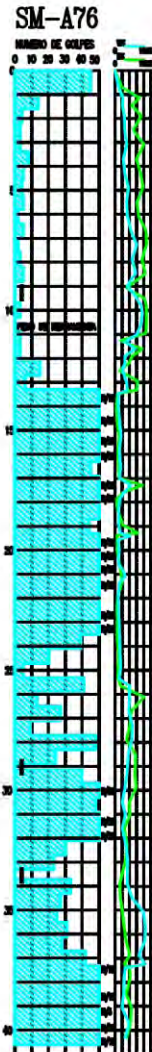
EJE	D _f PILAS (m)	Q _f ULTIMA (ton)	F.S. Q _f /T _e	Q _{f+Q_p} ULTIMA (ton)	F.S. Q _{f+Q_p} /P _e
A76	21	845	2.32	903	1.50

CARGA LATERAL ELASTICA (P_{Le})
CARGA LATERAL ULTIMA (P_{Lu})

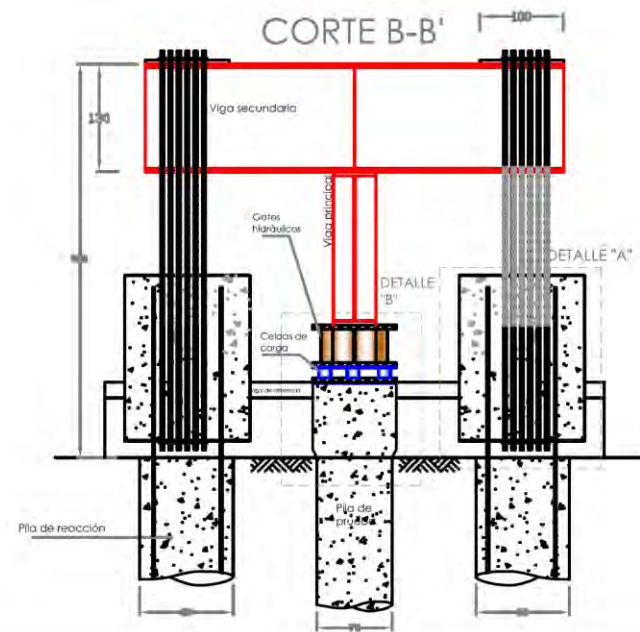
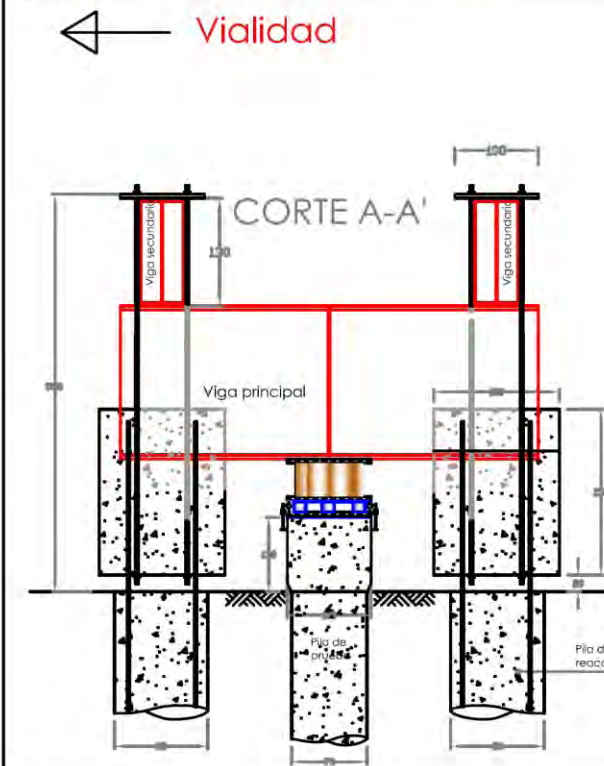
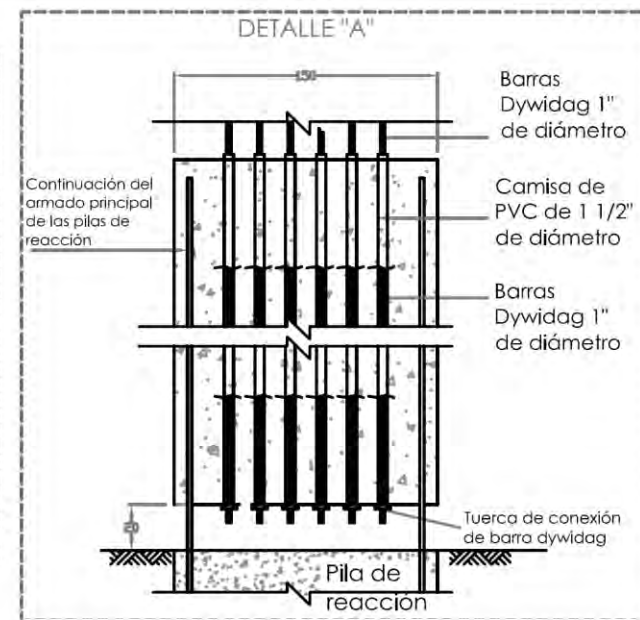
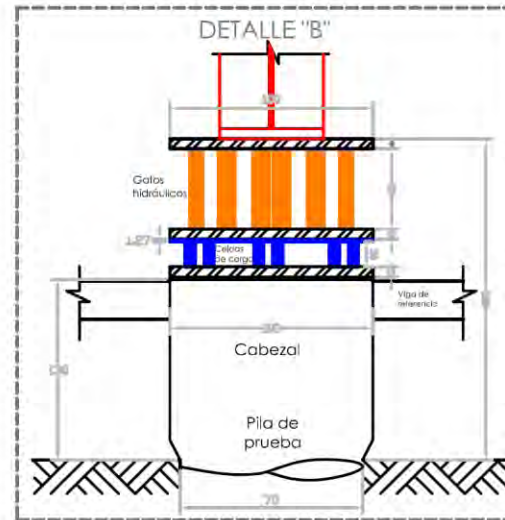
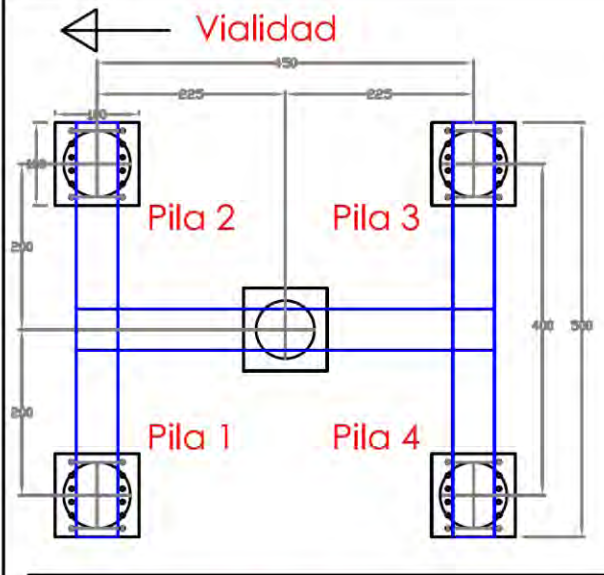
SM-A76
CARGA LATERAL, en t/m²
CONDICION: SISMO

TRAMO I-A75

A75 A76



iii. **ARREGLOS DE ELEMENTOS
PARA PRUEBA DE CARGA**



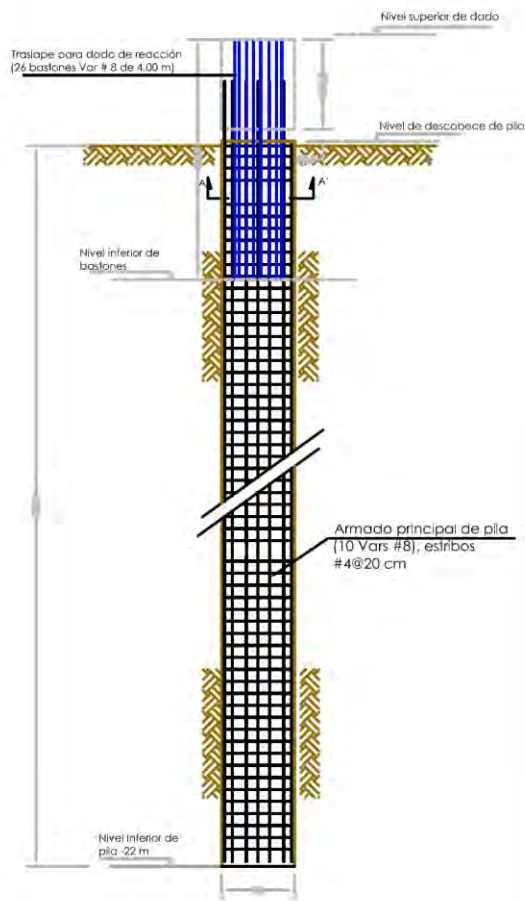
ESCALA: SIN

Especificaciones

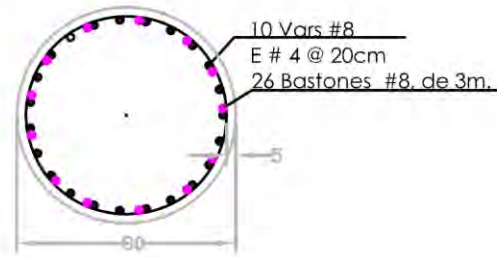
- Dimensiones en cm
- Las secciones estructurales de la viga principal y de las vigas secundarias se muestran en el plano "vigas de reacción"
- Las pilas de reacción se colarán con concreto de $f'c=350$ kg/cm². Los detalles se presentan en el plano "Armado de pilas".
- Las barras dywidag son barras comerciales de acero de alta resistencia, Grado 10707.02 kg/cm² con rosca en toda su longitud.
- La pila de prueba, se colarán con concreto de $f'c=350$ kg/cm².
- El cabezal y los dados de reacción se colarán con concreto de $f'c=400$ kg/cm².
- El acero de refuerzo de las pilas será $f_y= 4200$ kg/cm²
- El traslape en acero de pilas será de 40 diámetros de la varilla, mínimo

Proyecto:	PRUEBAS DE CARGA EN SITIO CERCANO AL APDOYO N° 72, VIADUCTO BICENTENARIO
Plano:	Prueba de carga a compresión axial (arreglo general)
	
MEXICO, D. F. MAYO, 2008	No. 1/1

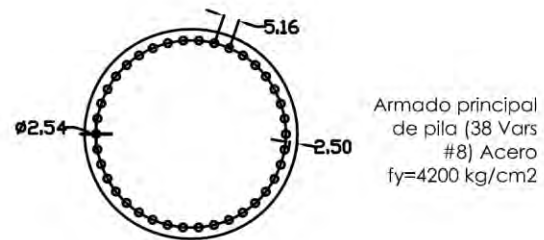
Armado de las pilas de reacción



Corte A-A'

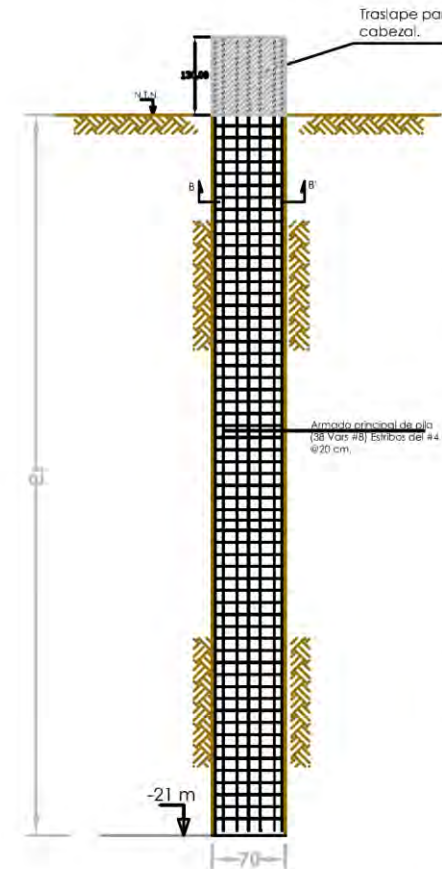


Corte B-B'



Escala: SIN

Armado de la pila de prueba



Escala: SIN

Especificaciones

- Acotaciones en cm

- Las pilas de reacción y pila de prueba se colarán con concreto de $f'c=350$ kg/cm², RR a 7 días mínimo. Los detalles se presentan en el plano "Armado de pilas".
- Los dados de reacción se colarán con concreto de $f'c=400$ kg/cm², RR a 7 días mínimo.
- El cabezal de la pila de prueba se colará con concreto de $f'c=400$ kg/cm², RR a 7 días mínimo.
- El tamaño máximo del agregado será de 3/4" para las pilas de reacción, y de 1/2" para la pila de prueba.
- El acero de refuerzo será $f_y=4200$ kg/cm²
- El traslape en acero de pilas será de 40 diámetros de la varilla, mínimo
- El armado principal terminará de forma recta (sin escuadras) en la punta de la pila
- Valores Teóricos
- Esquema previo ejecución Prueba de Carga

CARGAS DE PRUEBA (Valor 2do Ciclo)	
Compresión:	1500 ton
Tensión:	500 ton

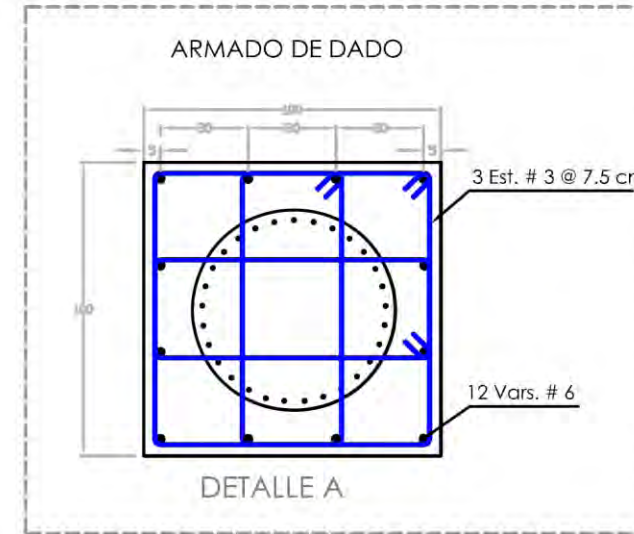
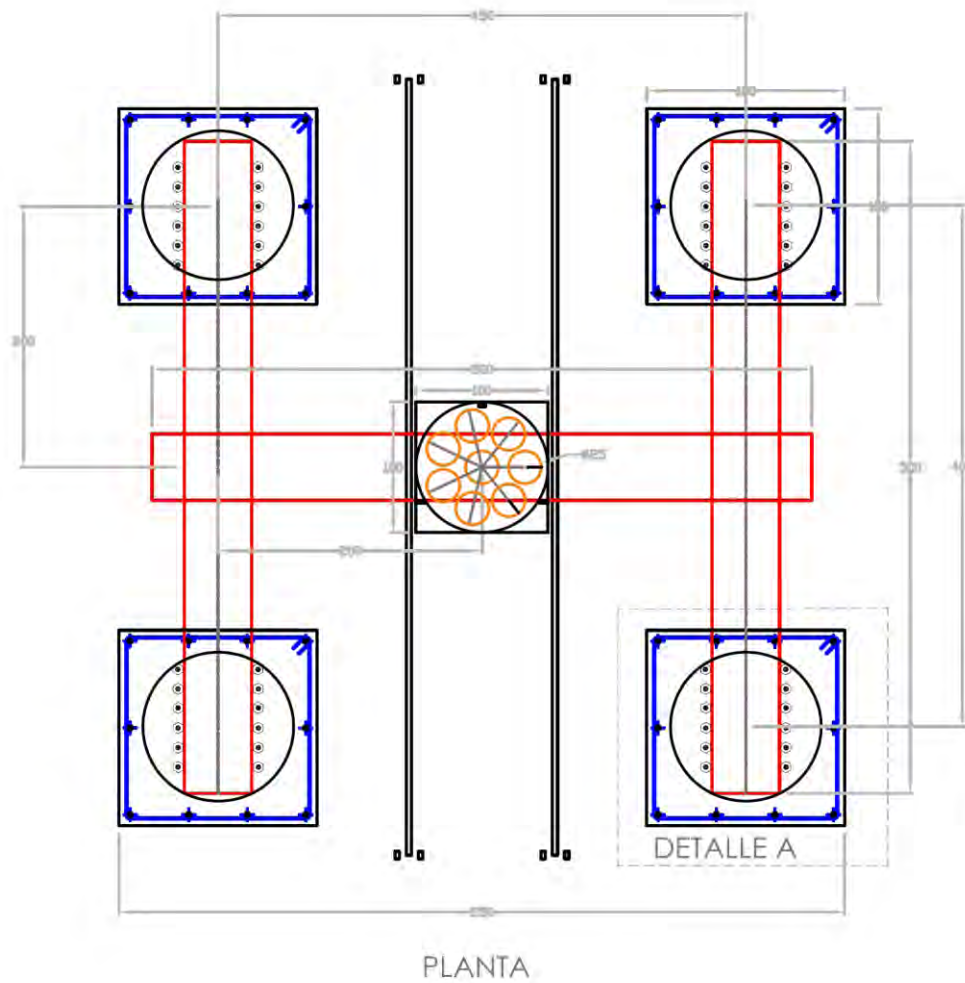
Proyecto: PRUEBAS DE CARGA EN SITIO CERCANO AL APOYO N° 72, VIADUCTO BICENTENARIO

Plano: Armado de pilas de reacción y pila de prueba.

<p>Grupo OHL</p>	<p>Proyecto: PRUEBAS DE CARGA EN SITIO CERCANO AL APOYO N° 72, VIADUCTO BICENTENARIO</p>
	<p>No. 1/1</p>

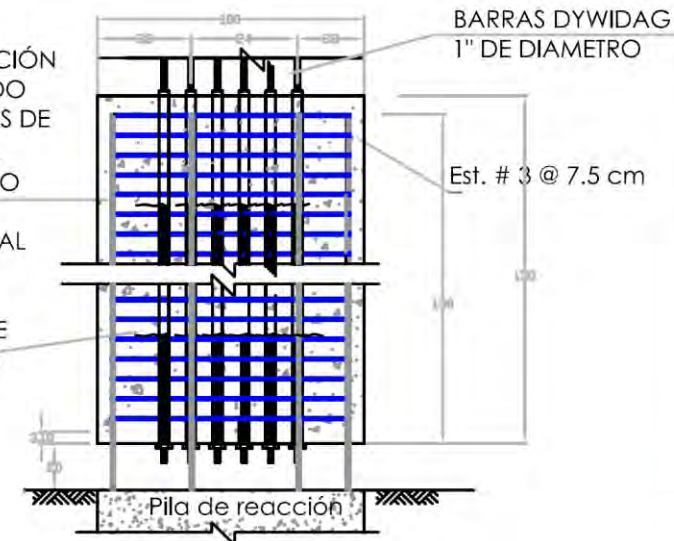
Notas Generales

- Acotaciones en cm
- Las pilas de reacción se colarán con concreto de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$. Los detalles se presentan en el plano "Armado de pilas".
- Los dados de reaccion se colaran con concreto de $f'c=400 \text{ kg/cm}^2$ de resistencia rapida.
- En el momento de la ejecucion de las pruebas se debe garantizar que el concreto de los dados tenga la resistencia requerida.
- Las barras dywidag son barras comerciales de acero de alta resistencia, grado 10707,02 kg/cm^2 , con rosca en toda su longitud.
- El acero de refuerzo será con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$



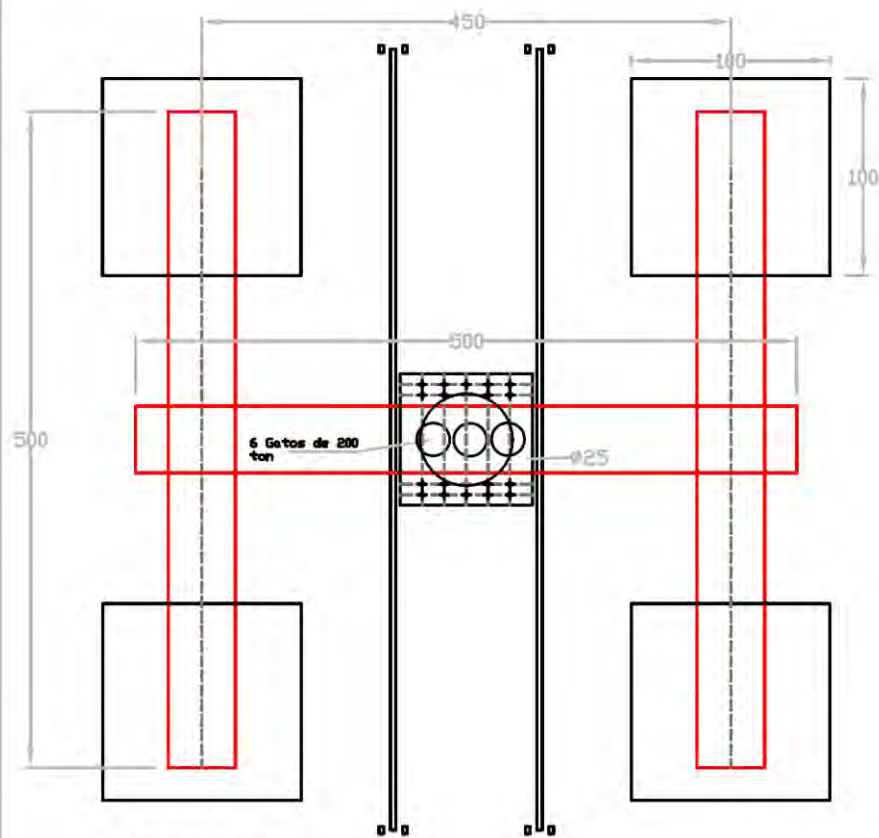
CONTINUACIÓN DEL ARMADO DE LAS PILAS DE REACCIÓN, INCLUYENDO REFUERZO TRANSVERSAL

12 Vs. # 6 (ACERO DE REFUERZO)



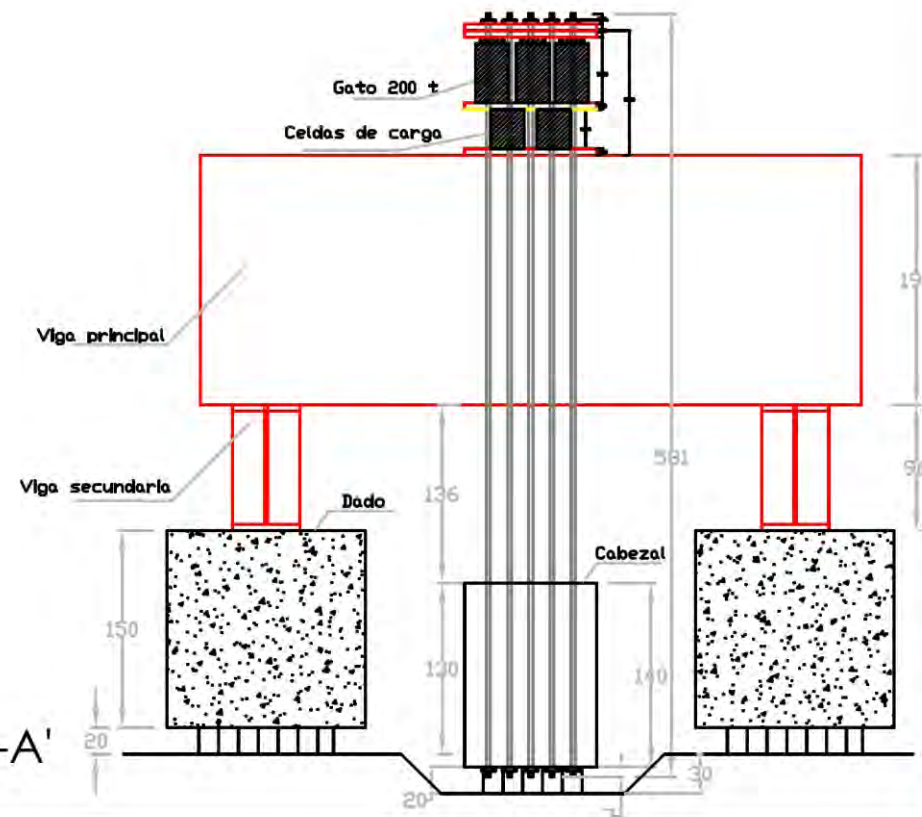
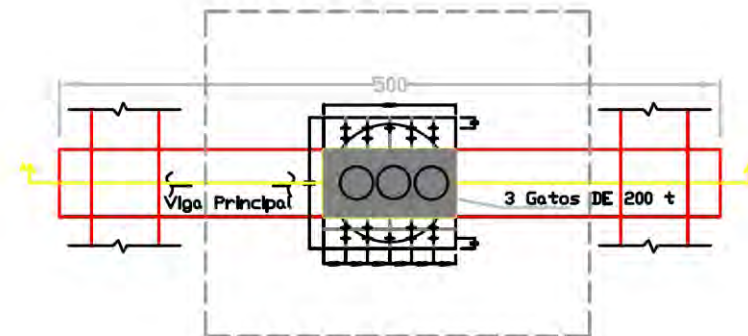
ESCALA:
SIN

Proyecto:	PRUEBAS DE CARGA EN SITIO CERCANO AL APDIO N° 72, VIADUCTO BICENTENARIO
Plano:	Armado de Dados de Reaccion
	
MEXICO, D. F. JUNIO, 2009 No. 1/1	



PLANTA

ESCALA: SIN



CORTE A-A'

Notas Generales

- Acotaciones en cm
- Las pilas de reacción se colarán con concreto de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$. Los detalles se presentan en el plano "Armado de pilas".
- Los dados de reacción se colarán con concreto de $f'c=400 \text{ kg/cm}^2$ de resistencia rápida.
- En el momento de la ejecución de las pruebas se debe garantizar que el concreto de los dados tenga la resistencia requerida.
- Las barras dywidag son barras comerciales de acero de alta resistencia, grado 10707,02 kg/cm^2 , con rosca en toda su longitud.
- Las placas superiores en los gatos serán de acero estructural A-50
- El acero de refuerzo será con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

CARGA 500 TON

Proyecto: PRUEBA DE CARGA EN SITIO
CERCANO AL APOYO N° 72
VIADUCTO BICENTENARIO

Plano: ARREGLO GENERAL PRUEBA A TENSION

 Viaducto Bicentenario
Grupo OHL

MEMO, D. F. MARZO, 2009

No. 1/1

iv. PRUEBAS DE CONCRETO A
DADOS

Fecha ensaye: 04/06/2009

Lugar: Laboratorio de materiales del Instituto

Operador: Raymundo, Enrique

Fecha de colado 27/05/2009

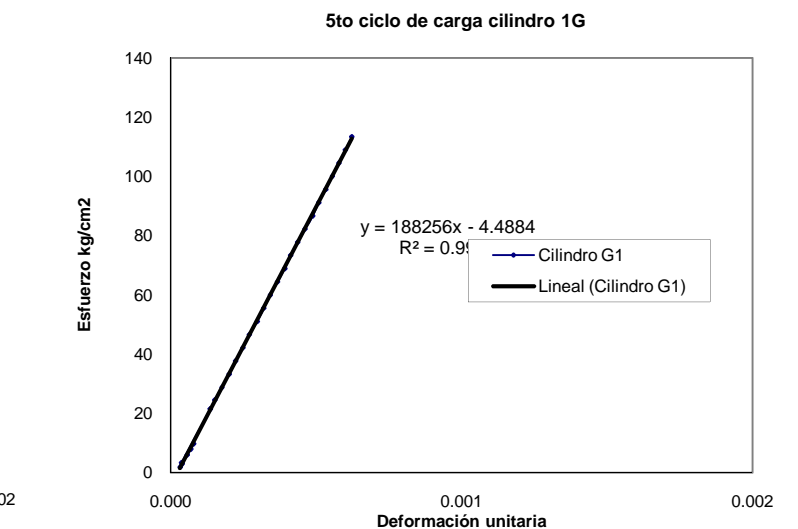
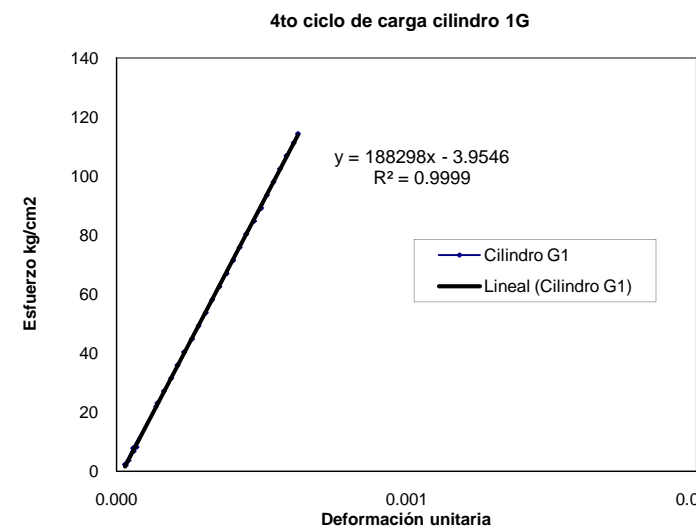
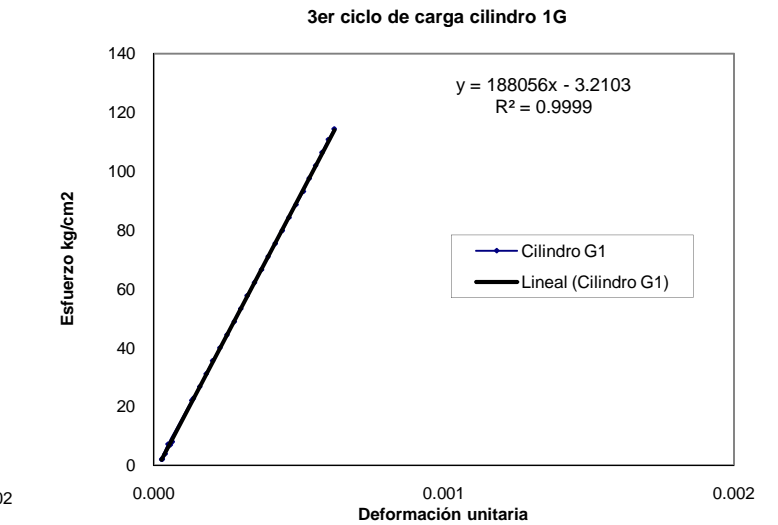
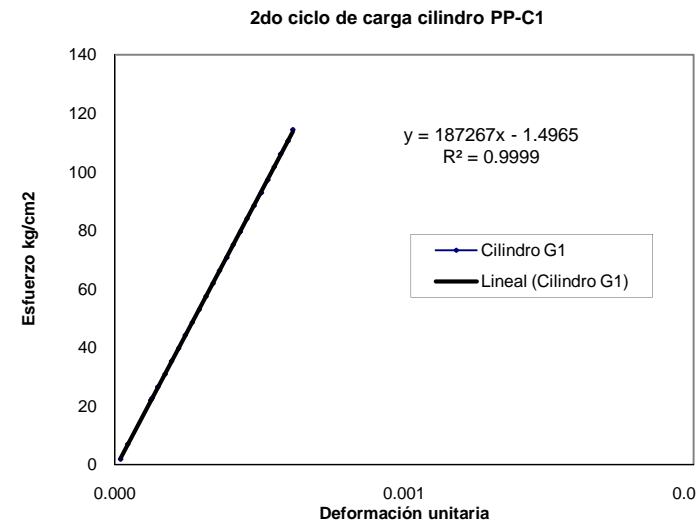
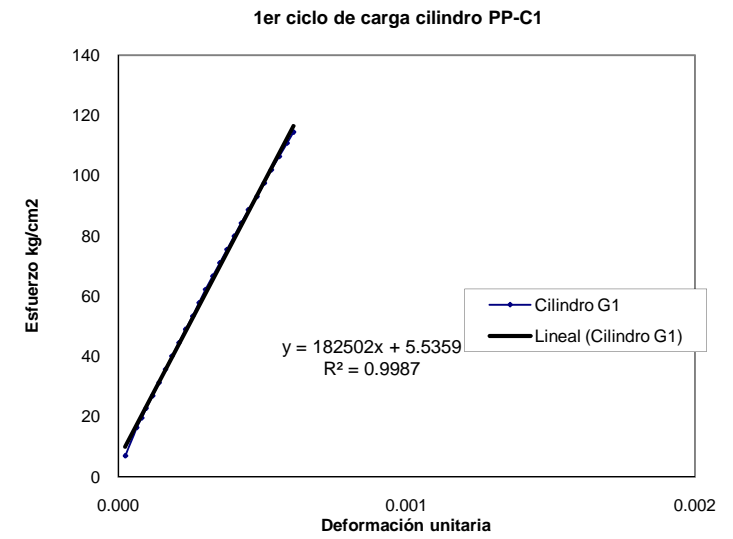
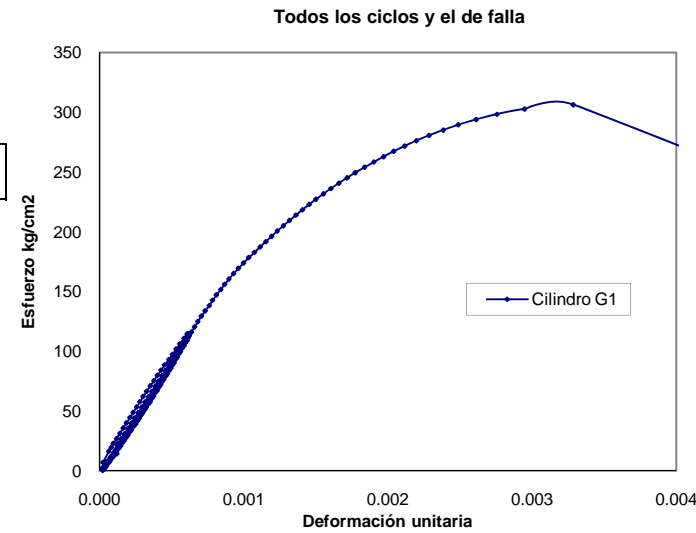
Días 8

Dist. entre puntos de medición

W 11.36 kg
H 29.83 cm
D 15.07 cm
A 178.3 cm²
306.45 mm

f'c 306.45 kg/cm²
E_{teórico} 245081 kg/cm²
E_{medido} 188256 kg/cm²
γ 2135.76 kg/m³

Hora	Carga t	Carga kg	Lect. Vert mm	Desp. Vert mm	Desp. Hor mm	σ kg/cm ²	ε	ε %	E kg/cm ²
12:39:34 p.m.	0.40	400	2.696	0	4.462	2.24	0	0.000	#DIV/0!
12:39:36 p.m.	0.53	531	2.695	0.001	4.463	2.98	2.5E-06	0.000	1200259
12:39:38 p.m.	1.25	1250	2.686	0.01	4.464	7.01	2.5E-05	0.002	282547
12:39:40 p.m.	2.92	2922	2.67	0.026	4.466	16.39	6.5E-05	0.006	254031
12:39:43 p.m.	3.49	3490	2.663	0.033	4.468	19.57	8.2E-05	0.008	239052
12:39:45 p.m.	4.07	4065	2.657	0.039	4.468	22.80	9.7E-05	0.010	235601
12:39:47 p.m.	4.81	4805	2.648	0.048	4.469	26.95	0.00012	0.012	226273
12:39:49 p.m.	5.58	5580	2.639	0.057	4.470	31.30	0.00014	0.014	221279
12:39:51 p.m.	6.37	6365	2.63	0.066	4.471	35.70	0.00016	0.016	217989
12:39:53 p.m.	7.15	7153	2.621	0.075	4.473	40.12	0.00019	0.019	215579
12:39:55 p.m.	7.94	7941	2.611	0.085	4.474	44.54	0.00021	0.021	211172
12:39:57 p.m.	8.73	8728	2.602	0.094	4.475	48.95	0.00023	0.023	209878
12:39:59 p.m.	9.52	9516	2.592	0.104	4.477	53.37	0.00026	0.026	206824
12:40:01 p.m.	10.31	10305	2.583	0.113	4.478	57.80	0.00028	0.028	206134
12:40:03 p.m.	11.09	11093	2.574	0.122	4.479	62.22	0.0003	0.030	205527
12:40:05 p.m.	11.88	11878	2.564	0.132	4.481	66.62	0.00033	0.033	203399
12:40:07 p.m.	12.67	12667	2.554	0.142	4.482	71.05	0.00035	0.035	201635
12:40:09 p.m.	13.46	13456	2.544	0.152	4.483	75.47	0.00038	0.038	200103
12:40:11 p.m.	14.24	14242	2.534	0.162	4.484	79.88	0.0004	0.040	198718
12:40:13 p.m.	15.02	15022	2.524	0.172	4.485	84.26	0.00043	0.043	197415
12:40:15 p.m.	15.81	15810	2.514	0.182	4.487	88.68	0.00045	0.045	196354
12:40:17 p.m.	16.60	16596	2.502	0.194	4.488	93.08	0.00048	0.048	193367
12:40:19 p.m.	17.38	17383	2.492	0.204	4.489	97.50	0.00051	0.051	192608
12:40:21 p.m.	18.17	18172	2.482	0.214	4.491	101.92	0.00053	0.053	191942
12:40:23 p.m.	18.96	18958	2.471	0.225	4.492	106.33	0.00056	0.056	190454
12:40:25 p.m.	19.75	19748	2.46	0.236	4.494	110.76	0.00059	0.059	189144
12:40:27 p.m.	20.41	20406	2.451	0.245	4.495	114.45	0.00061	0.061	188266
12:40:29 p.m.	19.94	19941	2.453	0.243	4.494	111.85	0.0006	0.060	185490
12:40:31 p.m.	19.20	19200	2.461	0.235	4.494	107.69	0.00058	0.058	184677
12:40:33 p.m.	18.39	18393	2.468	0.228	4.492	103.16	0.00057	0.057	182347
12:40:35 p.m.	17.57	17573	2.478	0.218	4.491	98.56	0.00054	0.054	182209
12:40:37 p.m.	16.75	16751	2.487	0.209	4.490	93.95	0.00052	0.052	181165
12:40:39 p.m.	15.93	15927	2.496	0.2	4.489	89.33	0.0005	0.050	180005
12:40:41 p.m.	15.11	15107	2.504	0.192	4.487	84.73	0.00048	0.048	177851
12:40:43 p.m.	14.28	14283	2.514	0.182	4.486	80.11	0.00045	0.045	177390
12:40:45 p.m.	13.46	13462	2.523	0.173	4.485	75.51	0.00043	0.043	175891
12:40:47 p.m.	12.64	12642	2.533	0.163	4.483	70.91	0.0004	0.040	175311
12:40:49 p.m.	11.83	11825	2.542	0.154	4.482	66.32	0.00038	0.038	173564
12:40:51 p.m.	11.00	11002	2.552	0.144	4.481	61.71	0.00036	0.036	172699
12:40:53 p.m.	10.18	10182	2.562	0.134	4.480	57.11	0.00033	0.033	171755
12:40:55 p.m.	9.36	9360	2.571	0.125	4.478	52.50	0.00031	0.031	169257
12:40:57 p.m.	8.54	8537	2.581	0.115	4.477	47.88	0.00029	0.029	167798
12:40:59 p.m.	7.71	7713	2.591	0.105	4.476	43.26	0.00026	0.026	166041
12:41:01 p.m.	6.90	6895	2.602	0.094	4.475	38.67	0.00023	0.023	165801
12:41:03 p.m.	6.08	6075	2.612	0.084	4.474	34.07	0.00021	0.021	163473
12:41:05 p.m.	5.26	5263	2.622	0.074	4.471	29.52	0.00018	0.018	160761
12:41:07 p.m.	4.44	4442	2.633	0.063	4.470	24.91	0.00016	0.016	159374
12:41:09 p.m.	3.63	3628	2.643	0.053	4.469	20.35	0.00013	0.013	154729
12:41:11 p.m.	2.82	2817	2.654	0.042	4.468	15.80	0.0001	0.010	151607
12:41:13 p.m.	2.02	2016	2.665	0.031	4.466	11.31	7.7E-05	0.008	146997
12:41:15 p.m.	1.34	1341	2.674	0.022	4.465	7.52	5.5E-05	0.005	137780
12:41:17 p.m.	1.25	1247	2.675	0.021	4.464	6.99	5.2E-05	0.005	134223
12:41:19 p.m.	0.73	732	2.682	0.014	4.464	4.11	3.5E-05	0.003	118185
12:41:21 p.m.	0.38	380	2.687	0.009	4.463	2.13	2.2E-05	0.002	95438
12:41:23 p.m.	0.35	345	2.688	0.008	4.463	1.94	2E-05	0.002	97478.6
12:41:25 p.m.	1.26	1256	2.678	0.018	4.464	7.04	4.5E-05	0.004	157724
12:41:27 p.m.	3.93	3933	2.646	0.05	4.469	22.06	0.00012	0.012	177801



12:41:29 p.m.	4.06	4060	2.644	0.052	4.469	22.77	0.00013	0.013	176483
12:41:31 p.m.	4.74	4741	2.636	0.06	4.470	26.59	0.00015	0.015	178607
12:41:33 p.m.	5.52	5521	2.626	0.07	4.472	30.97	0.00017	0.017	178279
12:41:35 p.m.	6.31	6310	2.617	0.079	4.472	35.39	0.0002	0.020	180544
12:41:37 p.m.	7.10	7097	2.607	0.089	4.474	39.81	0.00022	0.022	180246
12:41:39 p.m.	7.89	7885	2.598	0.098	4.475	44.23	0.00024	0.024	181868
12:41:41 p.m.	8.67	8673	2.588	0.108	4.477	48.65	0.00027	0.027	181521
12:41:43 p.m.	9.47	9465	2.578	0.118	4.478	53.09	0.00029	0.029	181309
12:41:45 p.m.	10.25	10252	2.569	0.127	4.479	57.50	0.00032	0.032	182467
12:41:47 p.m.	11.04	11042	2.559	0.137	4.480	61.93	0.00034	0.034	182183
12:41:49 p.m.	11.83	11826	2.55	0.146	4.482	66.33	0.00036	0.036	183090
12:41:52 p.m.	12.62	12616	2.54	0.156	4.483	70.76	0.00039	0.039	182801
12:41:54 p.m.	13.41	13405	2.531	0.165	4.485	75.19	0.00041	0.041	183638
12:41:56 p.m.	14.20	14195	2.521	0.175	4.485	79.62	0.00043	0.043	183349
12:41:58 p.m.	14.98	14983	2.512	0.184	4.487	84.04	0.00046	0.046	184061
12:42:00 p.m.	15.77	15772	2.502	0.194	4.489	88.46	0.00048	0.048	183766
12:42:02 p.m.	16.55	16553	2.492	0.204	4.490	92.84	0.00051	0.051	183412
12:42:04 p.m.	17.34	17343	2.483	0.213	4.491	97.27	0.00053	0.053	184045
12:42:06 p.m.	18.13	18131	2.474	0.222	4.492	101.69	0.00055	0.055	184607
12:42:08 p.m.	18.92	18921	2.465	0.231	4.493	106.13	0.00057	0.057	185145
12:42:10 p.m.	19.71	19707	2.455	0.241	4.495	110.53	0.0006	0.060	184835
12:42:12 p.m.	20.40	20401	2.448	0.248	4.496	114.43	0.00062	0.062	185943
12:42:14 p.m.	19.97	19971	2.449	0.247	4.496	112.01	0.00061	0.061	182761
12:42:16 p.m.	19.23	19231	2.457	0.239	4.495	107.86	0.00059	0.059	181880
12:42:18 p.m.	18.43	18427	2.465	0.231	4.494	103.35	0.00057	0.057	180311
12:42:20 p.m.	17.61	17608	2.475	0.221	4.492	98.76	0.00055	0.055	180094
12:42:22 p.m.	16.78	16782	2.484	0.212	4.491	94.13	0.00053	0.053	178932
12:42:24 p.m.	15.96	15963	2.493	0.203	4.490	89.53	0.0005	0.050	177746
12:42:26 p.m.	15.14	15140	2.502	0.194	4.488	84.92	0.00048	0.048	176402
12:42:28 p.m.	14.32	14321	2.511	0.185	4.487	80.32	0.00046	0.046	174977
12:42:30 p.m.	13.50	13495	2.521	0.175	4.486	75.69	0.00043	0.043	174307
12:42:32 p.m.	12.67	12672	2.53	0.166	4.484	71.08	0.00041	0.041	172551
12:42:34 p.m.	11.85	11848	2.54	0.156	4.483	66.45	0.00039	0.039	171673
12:42:36 p.m.	11.03	11031	2.549	0.147	4.482	61.87	0.00036	0.036	169620
12:42:38 p.m.	10.21	10211	2.558	0.138	4.481	57.27	0.00034	0.034	167251
12:42:40 p.m.	9.39	9392	2.569	0.127	4.479	52.68	0.00032	0.032	167161
12:42:42 p.m.	8.57	8570	2.579	0.117	4.478	48.07	0.00029	0.029	165568
12:42:44 p.m.	7.75	7748	2.589	0.107	4.477	43.46	0.00027	0.027	163676
12:42:46 p.m.	6.93	6926	2.599	0.097	4.475	38.85	0.00024	0.024	161395
12:42:48 p.m.	6.11	6106	2.61	0.086	4.474	34.25	0.00021	0.021	160487
12:42:50 p.m.	5.29	5286	2.62	0.076	4.472	29.65	0.00019	0.019	157215
12:42:52 p.m.	4.47	4470	2.631	0.065	4.471	25.07	0.00016	0.016	155444
12:42:54 p.m.	3.66	3655	2.64	0.056	4.470	20.50	0.00014	0.014	147530
12:42:56 p.m.	2.84	2842	2.652	0.044	4.468	15.94	0.00011	0.011	146000
12:42:58 p.m.	2.04	2042	2.662	0.034	4.467	11.45	8.4E-05	0.008	135755
12:43:00 p.m.	1.43	1431	2.67	0.026	4.466	8.03	6.5E-05	0.006	124408
12:43:02 p.m.	1.24	1236	2.673	0.023	4.465	6.93	5.7E-05	0.006	121471
12:43:04 p.m.	0.70	700	2.68	0.016	4.465	3.93	4E-05	0.004	98891.4
12:43:06 p.m.	0.37	373	2.684	0.012	4.464	2.09	3E-05	0.003	70260
12:43:08 p.m.	0.36	361	2.685	0.011	4.464	2.02	2.7E-05	0.003	74181.4
12:43:10 p.m.	1.29	1287	2.676	0.02	4.465	7.22	5E-05	0.005	145455
12:43:12 p.m.	3.94	3938	2.643	0.053	4.470	22.09	0.00013	0.013	167950
12:43:14 p.m.	4.05	4052	2.641	0.055	4.470	22.73	0.00014	0.014	166528
12:43:16 p.m.	4.77	4766	2.632	0.064	4.471	26.73	0.00016	0.016	168327
12:43:18 p.m.	5.55	5550	2.623	0.073	4.472	31.13	0.00018	0.018	171850
12:43:20 p.m.	6.34	6338	2.614	0.082	4.473	35.55	0.0002	0.020	174710
12:43:22 p.m.	7.13	7127	2.604	0.092	4.475	39.97	0.00023	0.023	175105
12:43:24 p.m.	7.92	7916	2.594	0.102	4.476	44.40	0.00025	0.025	175423
12:43:26 p.m.	8.71	8706	2.584	0.112	4.477	48.83	0.00028	0.028	175704
12:43:28 p.m.	9.49	9492	2.575	0.121	4.479	53.24	0.0003	0.030	177318
12:43:30 p.m.	10.29	10287	2.566	0.13	4.480	57.70	0.00032	0.032	178865
12:43:32 p.m.	11.08	11077	2.556	0.14	4.481	62.13	0.00035	0.035	178844
12:43:34 p.m.	11.86	11863	2.546	0.15	4.482	66.54	0.00037	0.037	178765
12:43:36 p.m.	12.65	12652	2.537	0.159	4.484	70.96	0.00039	0.039	179863
12:43:38 p.m.	13.45	13445	2.527	0.169	4.485	75.41	0.00042	0.042	179827
12:43:40 p.m.	14.23	14231	2.517	0.179	4.486	79.82	0.00044	0.044	179706
12:43:42 p.m.	15.02	15020	2.508	0.188	4.488	84.25	0.00047	0.047	180589
12:43:44 p.m.	15.81	15810	2.498	0.198	4.489	88.68	0.00049	0.049	180487
12:43:46 p.m.	16.60	16601	2.488	0.208	4.491	93.11	0.00052	0.052	180406
12:43:48 p.m.	17.39	17390	2.48	0.216	4.491	97.54	0.00054	0.054	181981
12:43:50 p.m.	18.17	18168	2.471	0.225	4.493	101.90	0.00056	0.056	182518
12:43:52 p.m.	18.96	18961	2.462	0.234	4.494	106.35	0.00058	0.058	183158
12:43:54 p.m.	19.75	19748	2.453	0.243	4.495	110.76	0.0006	0.060	183695
12:43:56 p.m.	20.39	20390	2.445	0.251	4.497	114.36	0.00062	0.062	183622
12:43:58 p.m.	19.94	19935	2.449	0.247	4.497	111.81	0.00061	0.061	182431
12:44:00 p.m.	19.20	19195	2.456	0.24	4.495	107.66	0.0006	0.060	180783

12:44:03 p.m.	18.39	18388	2.465	0.231	4.494	103.14	0.00057	0.057	179930
12:44:05 p.m.	17.57	17566	2.474	0.222	4.493	98.53	0.00055	0.055	178855
12:44:07 p.m.	16.74	16742	2.483	0.213	4.491	93.90	0.00053	0.053	177668
12:44:09 p.m.	15.92	15917	2.492	0.204	4.491	89.28	0.00051	0.051	176365
12:44:11 p.m.	15.09	15092	2.501	0.195	4.489	84.65	0.00048	0.048	174941
12:44:13 p.m.	14.28	14277	2.51	0.186	4.488	80.08	0.00046	0.046	173502
12:44:15 p.m.	13.46	13455	2.52	0.176	4.486	75.47	0.00044	0.044	172803
12:44:17 p.m.	12.63	12631	2.529	0.167	4.485	70.85	0.00041	0.041	170963
12:44:19 p.m.	11.81	11810	2.538	0.158	4.484	66.24	0.00039	0.039	168956
12:44:21 p.m.	10.99	10986	2.549	0.147	4.483	61.62	0.00036	0.036	168928
12:44:23 p.m.	10.17	10166	2.559	0.137	4.481	57.02	0.00034	0.034	167730
12:44:25 p.m.	9.34	9343	2.568	0.128	4.480	52.40	0.00032	0.032	164990
12:44:27 p.m.	8.52	8520	2.578	0.118	4.479	47.79	0.00029	0.029	163207
12:44:29 p.m.	7.70	7696	2.588	0.108	4.476	43.17	0.00027	0.027	161073
12:44:31 p.m.	6.88	6878	2.598	0.098	4.476	38.58	0.00024	0.024	158641
12:44:33 p.m.	6.06	6056	2.608	0.088	4.474	33.97	0.00022	0.022	155555
12:44:35 p.m.	5.24	5236	2.619	0.077	4.473	29.37	0.00019	0.019	153705
12:44:37 p.m.	4.42	4422	2.629	0.067	4.472	24.80	0.00017	0.017	149185
12:44:39 p.m.	3.61	3607	2.64	0.056	4.470	20.23	0.00014	0.014	145592
12:44:41 p.m.	2.80	2796	2.65	0.046	4.469	15.68	0.00011	0.011	137391
12:44:43 p.m.	2.00	1995	2.662	0.034	4.467	11.19	8.4E-05	0.008	132631
12:44:45 p.m.	1.46	1462	2.668	0.028	4.466	8.20	6.9E-05	0.007	118024
12:44:47 p.m.	1.21	1212	2.672	0.024	4.466	6.80	6E-05	0.006	114149
12:44:49 p.m.	0.66	656	2.679	0.017	4.464	3.68	4.2E-05	0.004	87223.9
12:44:51 p.m.	0.36	363	2.683	0.013	4.464	2.04	3.2E-05	0.003	63116.6
12:44:53 p.m.	0.41	413	2.684	0.012	4.465	2.32	3E-05	0.003	77794.5
12:44:55 p.m.	1.40	1398	2.673	0.023	4.466	7.84	5.7E-05	0.006	137391
12:44:57 p.m.	3.91	3908	2.641	0.055	4.470	21.92	0.00014	0.014	160610
12:44:59 p.m.	4.12	4121	2.639	0.057	4.471	23.11	0.00014	0.014	163421
12:45:01 p.m.	4.84	4835	2.63	0.066	4.471	27.12	0.00016	0.016	165590
12:45:03 p.m.	5.62	5620	2.62	0.076	4.473	31.52	0.00019	0.019	167149
12:45:05 p.m.	6.41	6411	2.611	0.085	4.474	35.96	0.00021	0.021	170485
12:45:07 p.m.	7.20	7201	2.602	0.094	4.476	40.39	0.00023	0.023	173159
12:45:09 p.m.	7.99	7991	2.591	0.105	4.476	44.82	0.00026	0.026	172025
12:45:11 p.m.	8.79	8785	2.582	0.114	4.478	49.27	0.00028	0.028	174188
12:45:13 p.m.	9.58	9575	2.572	0.124	4.479	53.70	0.00031	0.031	174541
12:45:15 p.m.	10.37	10365	2.563	0.133	4.480	58.14	0.00033	0.033	176156
12:45:17 p.m.	11.16	11155	2.553	0.143	4.482	62.57	0.00035	0.035	176325
12:45:19 p.m.	11.95	11947	2.543	0.153	4.483	67.01	0.00038	0.038	176501
12:45:21 p.m.	12.74	12737	2.534	0.162	4.484	71.44	0.0004	0.040	177718
12:45:23 p.m.	13.53	13526	2.525	0.171	4.486	75.87	0.00042	0.042	178794
12:45:25 p.m.	14.32	14318	2.516	0.18	4.487	80.31	0.00045	0.045	179800
12:45:27 p.m.	15.11	15107	2.505	0.191	4.488	84.73	0.00047	0.047	178783
12:45:29 p.m.	15.90	15897	2.495	0.201	4.490	89.16	0.0005	0.050	178772
12:45:31 p.m.	16.69	16686	2.487	0.209	4.491	93.59	0.00052	0.052	180462
12:45:33 p.m.	17.47	17473	2.478	0.218	4.492	98.00	0.00054	0.054	181172
12:45:35 p.m.	18.27	18265	2.469	0.227	4.494	102.45	0.00056	0.056	181875
12:45:37 p.m.	19.05	19052	2.46	0.236	4.495	106.86	0.00059	0.059	182477
12:45:39 p.m.	19.84	19838	2.45	0.246	4.496	111.27	0.00061	0.061	182282
12:45:41 p.m.	20.38	20380	2.444	0.252	4.497	114.31	0.00063	0.063	182803
12:45:43 p.m.	19.86	19858	2.449	0.247	4.497	111.38	0.00061	0.061	181727
12:45:45 p.m.	19.11	19108	2.456	0.24	4.496	107.17	0.0006	0.060	179963
12:45:47 p.m.	18.30	18298	2.465	0.231	4.495	102.63	0.00057	0.057	179049
12:45:49 p.m.	17.48	17480	2.474	0.222	4.493	98.04	0.00055	0.055	177979
12:45:51 p.m.	16.65	16648	2.483	0.213	4.492	93.38	0.00053	0.053	176670
12:45:53 p.m.	15.82	15815	2.492	0.204	4.491	88.70	0.00051	0.051	175234
12:45:55 p.m.	14.98	14981	2.501	0.195	4.489	84.03	0.00048	0.048	173655
12:45:57 p.m.	14.15	14150	2.511	0.185	4.488	79.37	0.00046	0.046	172888
12:45:59 p.m.	13.32	13320	2.521	0.175	4.486	74.71	0.00043	0.043	172047
12:46:01 p.m.	12.48	12483	2.53	0.166	4.485	70.02	0.00041	0.041	169977
12:46:03 p.m.	11.65	11653	2.54	0.156	4.484	65.36	0.00039	0.039	168847
12:46:05 p.m.	10.82	10820	2.549	0.147	4.482	60.69	0.00036	0.036	166376
12:46:08 p.m.	9.99	9987	2.559	0.137	4.481	56.02	0.00034	0.034	164776
12:46:10 p.m.	9.16	9158	2.569	0.127	4.480	51.37	0.00032	0.032	162996
12:46:12 p.m.	8.33	8332	2.579	0.117	4.478	46.73	0.00029	0.029	160970
12:46:14 p.m.	7.50	7500	2.589	0.107	4.477	42.07	0.00027	0.027	158437
12:46:16 p.m.	6.67	6672	2.6	0.096	4.476	37.42	0.00024	0.024	157096
12:46:18 p.m.	5.84	5840	2.611	0.085	4.474	32.76	0.00021	0.021	155301
12:46:20 p.m.	5.01	5011	2.621	0.075	4.473	28.11	0.00019	0.019	151023
12:46:22 p.m.	4.18	4181	2.632	0.064	4.471	23.45	0.00016	0.016	147666
12:46:24 p.m.	3.36	3357	2.642	0.054	4.470	18.83	0.00013	0.013	140520
12:46:26 p.m.	2.54	2540	2.653	0.043	4.468	14.25	0.00011	0.011	133520
12:46:28 p.m.	1.74	1738	2.664	0.032	4.467	9.75	7.9E-05	0.008	122767
12:46:30 p.m.	1.42	1420	2.668	0.028	4.466	7.96	6.9E-05	0.007	114633
12:46:32 p.m.	1.06	1062	2.673	0.023	4.465	5.96	5.7E-05	0.006	104370
12:46:34 p.m.	0.53	532	2.68	0.016	4.465	2.98	4E-05	0.004	75157.4

12:46:36 p.m.	0.33	327	2.683	0.013	4.464	1.83	3.2E-05	0.003	56857.1
12:46:38 p.m.	0.61	607	2.681	0.015	4.465	3.40	3.7E-05	0.004	91469.8
12:46:40 p.m.	3.84	3836	2.641	0.055	4.471	21.52	0.00014	0.014	157651
12:46:42 p.m.	3.84	3838	2.641	0.055	4.471	21.53	0.00014	0.014	157733
12:46:44 p.m.	4.38	4375	2.635	0.061	4.471	24.54	0.00015	0.015	162117
12:46:46 p.m.	5.14	5135	2.625	0.071	4.472	28.80	0.00018	0.018	163479
12:46:48 p.m.	5.93	5928	2.615	0.081	4.474	33.25	0.0002	0.020	165426
12:46:50 p.m.	6.73	6725	2.606	0.09	4.475	37.72	0.00022	0.022	168900
12:46:52 p.m.	7.52	7517	2.596	0.1	4.476	42.16	0.00025	0.025	169912
12:46:54 p.m.	8.32	8315	2.587	0.109	4.477	46.64	0.00027	0.027	172431
12:46:56 p.m.	9.11	9105	2.576	0.12	4.479	51.07	0.0003	0.030	171506
12:46:58 p.m.	9.90	9901	2.567	0.129	4.480	55.53	0.00032	0.032	173488
12:47:00 p.m.	10.69	10693	2.558	0.138	4.481	59.98	0.00034	0.034	175146
12:47:02 p.m.	11.49	11490	2.548	0.148	4.483	64.45	0.00037	0.037	175484
12:47:04 p.m.	12.29	12285	2.538	0.158	4.484	68.90	0.00039	0.039	175751
12:47:06 p.m.	13.08	13080	2.53	0.166	4.485	73.36	0.00041	0.041	178107
12:47:08 p.m.	13.88	13875	2.52	0.176	4.487	77.82	0.00044	0.044	178197
12:47:10 p.m.	14.67	14667	2.51	0.186	4.488	82.27	0.00046	0.046	178241
12:47:12 p.m.	15.46	15463	2.499	0.197	4.489	86.73	0.00049	0.049	177422
12:47:14 p.m.	16.26	16257	2.491	0.205	4.490	91.18	0.00051	0.051	179253
12:47:16 p.m.	17.05	17052	2.481	0.215	4.491	95.64	0.00053	0.053	179274
12:47:18 p.m.	17.85	17847	2.472	0.224	4.493	100.10	0.00056	0.056	180093
12:47:20 p.m.	18.64	18642	2.463	0.233	4.494	104.56	0.00058	0.058	180849
12:47:22 p.m.	19.44	19435	2.454	0.242	4.496	109.01	0.0006	0.060	181530
12:47:24 p.m.	20.23	20226	2.445	0.251	4.497	113.44	0.00062	0.062	182145
12:47:26 p.m.	20.15	20146	2.445	0.251	4.497	113.00	0.00062	0.062	181424
12:47:28 p.m.	19.46	19460	2.451	0.245	4.496	109.15	0.00061	0.061	179538
12:47:30 p.m.	18.66	18656	2.46	0.236	4.495	104.64	0.00059	0.059	178684
12:47:32 p.m.	17.83	17828	2.469	0.227	4.494	99.99	0.00056	0.056	177524
12:47:34 p.m.	16.99	16991	2.478	0.218	4.493	95.30	0.00054	0.054	176174
12:47:36 p.m.	16.16	16157	2.487	0.209	4.491	90.62	0.00052	0.052	174741
12:47:38 p.m.	15.33	15330	2.496	0.2	4.490	85.98	0.0005	0.050	173258
12:47:40 p.m.	14.50	14498	2.506	0.19	4.488	81.32	0.00047	0.047	172478
12:47:42 p.m.	13.67	13665	2.516	0.18	4.487	76.65	0.00045	0.045	171600
12:47:44 p.m.	12.83	12833	2.525	0.171	4.487	71.98	0.00042	0.042	169634
12:47:46 p.m.	12.00	11998	2.535	0.161	4.485	67.30	0.0004	0.040	168447
12:47:48 p.m.	11.17	11165	2.545	0.151	4.483	62.62	0.00037	0.037	167133
12:47:50 p.m.	10.33	10331	2.554	0.142	4.482	57.95	0.00035	0.035	164450
12:47:52 p.m.	9.50	9498	2.565	0.131	4.480	53.27	0.00033	0.033	163886
12:47:54 p.m.	8.67	8668	2.575	0.121	4.479	48.62	0.0003	0.030	161925
12:47:56 p.m.	7.84	7842	2.585	0.111	4.478	43.98	0.00028	0.028	159692
12:47:58 p.m.	7.01	7012	2.595	0.101	4.476	39.33	0.00025	0.025	156928
12:48:00 p.m.	6.18	6178	2.606	0.09	4.475	34.65	0.00022	0.022	155162
12:48:02 p.m.	5.35	5348	2.616	0.08	4.473	30.00	0.0002	0.020	151106
12:48:04 p.m.	4.52	4517	2.627	0.069	4.472	25.34	0.00017	0.017	147973
12:48:06 p.m.	3.69	3693	2.637	0.059	4.470	20.71	0.00015	0.015	141484
12:48:08 p.m.	2.87	2871	2.648	0.048	4.469	16.10	0.00012	0.012	135199
12:48:10 p.m.	2.06	2060	2.659	0.037	4.467	11.55	9.2E-05	0.009	125848
12:48:12 p.m.	1.48	1475	2.667	0.029	4.466	8.27	7.2E-05	0.007	114967
12:48:14 p.m.	1.22	1222	2.67	0.026	4.466	6.85	6.5E-05	0.006	106238
12:48:16 p.m.	0.69	685	2.677	0.019	4.465	3.84	4.7E-05	0.005	81492.4
12:48:18 p.m.	0.31	307	2.683	0.013	4.464	1.72	3.2E-05	0.003	53379.6
12:48:21 p.m.	0.06	57	2.687	0.009	4.464	0.32	2.2E-05	0.002	14315.7
12:48:23 p.m.	-0.02	-17	2.688	0.008	4.464	-0.10	2E-05	0.002	-4803.3
12:48:25 p.m.	0.44	442	2.683	0.013	4.465	2.48	3.2E-05	0.003	76852.7
12:48:27 p.m.	2.55	2553	2.647	0.049	4.470	14.32	0.00012	0.012	117770
12:48:29 p.m.	3.69	3690	2.643	0.053	4.470	20.70	0.00013	0.013	157373
12:48:31 p.m.	4.04	4041	2.639	0.057	4.470	22.67	0.00014	0.014	160249
12:48:33 p.m.	4.80	4795	2.63	0.066	4.472	26.89	0.00016	0.016	164220
12:48:35 p.m.	5.59	5593	2.62	0.076	4.473	31.37	0.00019	0.019	166346
12:48:37 p.m.	6.39	6388	2.61	0.086	4.474	35.83	0.00021	0.021	167898
12:48:39 p.m.	7.19	7185	2.6	0.096	4.476	40.30	0.00024	0.024	169175
12:48:41 p.m.	7.98	7977	2.59	0.106	4.477	44.74	0.00026	0.026	170104
12:48:43 p.m.	8.77	8773	2.581	0.115	4.478	49.21	0.00029	0.029	172437
12:48:45 p.m.	9.57	9570	2.571	0.125	4.479	53.68	0.00031	0.031	173054
12:48:47 p.m.	10.36	10357	2.561	0.135	4.481	58.09	0.00033	0.033	173413
12:48:49 p.m.	11.15	11152	2.552	0.144	4.482	62.55	0.00036	0.036	175053
12:48:51 p.m.	11.95	11951	2.542	0.154	4.484	67.03	0.00038	0.038	175414
12:48:53 p.m.	12.75	12745	2.532	0.164	4.485	71.49	0.00041	0.041	175661
12:48:55 p.m.	13.54	13541	2.523	0.173	4.486	75.95	0.00043	0.043	176923
12:48:57 p.m.	14.34	14337	2.513	0.183	4.488	80.41	0.00045	0.045	177087
12:48:59 p.m.	15.13	15131	2.503	0.193	4.489	84.87	0.00048	0.048	177211
12:49:01 p.m.	15.93	15928	2.493	0.203	4.490	89.34	0.0005	0.050	177356
12:49:03 p.m.	16.73	16725	2.484	0.212	4.492	93.81	0.00053	0.053	178324
12:49:05 p.m.	17.52	17520	2.476	0.22	4.493	98.27	0.00055	0.055	180008
12:49:07 p.m.	18.31	18308	2.466	0.23	4.494	102.69	0.00057	0.057	179926

12:49:09 p.m.	19.11	19106	2.458	0.238	4.495	107.16	0.00059	0.059	181457
12:49:11 p.m.	19.90	19902	2.448	0.248	4.497	111.63	0.00062	0.062	181395
12:49:13 p.m.	20.70	20696	2.439	0.257	4.498	116.08	0.00064	0.064	182026
12:49:15 p.m.	21.49	21490	2.43	0.266	4.500	120.53	0.00066	0.066	182614
12:49:17 p.m.	22.28	22283	2.421	0.275	4.501	124.98	0.00068	0.068	183156
12:49:19 p.m.	23.08	23082	2.411	0.285	4.502	129.46	0.00071	0.071	183067
12:49:21 p.m.	23.88	23877	2.401	0.295	4.504	133.92	0.00073	0.073	182952
12:49:23 p.m.	24.66	24662	2.389	0.307	4.506	138.33	0.00076	0.076	181581
12:49:25 p.m.	25.46	25457	2.38	0.316	4.507	142.78	0.00078	0.078	182096
12:49:27 p.m.	26.26	26261	2.369	0.327	4.510	147.29	0.00081	0.081	181528
12:49:29 p.m.	27.05	27050	2.357	0.339	4.512	151.72	0.00084	0.084	180363
12:49:31 p.m.	27.84	27842	2.346	0.35	4.513	156.16	0.00087	0.087	179810
12:49:33 p.m.	28.64	28640	2.334	0.362	4.516	160.64	0.0009	0.090	178832
12:49:35 p.m.	29.43	29433	2.321	0.375	4.518	165.09	0.00093	0.093	177412
12:49:37 p.m.	30.23	30228	2.308	0.388	4.520	169.54	0.00096	0.096	176099
12:49:39 p.m.	31.02	31020	2.293	0.403	4.523	173.99	0.001	0.100	173987
12:49:41 p.m.	31.82	31817	2.279	0.417	4.527	178.46	0.00103	0.103	172466
12:49:43 p.m.	32.61	32612	2.263	0.433	4.529	182.92	0.00107	0.107	170243
12:49:45 p.m.	33.40	33402	2.247	0.449	4.532	187.35	0.00111	0.111	168154
12:49:47 p.m.	34.20	34200	2.231	0.465	4.535	191.82	0.00115	0.115	166247
12:49:49 p.m.	34.99	34991	2.215	0.481	4.538	196.26	0.00119	0.119	164434
12:49:51 p.m.	35.79	35785	2.199	0.497	4.542	200.71	0.00123	0.123	162751
12:49:53 p.m.	36.58	36583	2.182	0.514	4.545	205.19	0.00128	0.128	160878
12:49:55 p.m.	37.37	37365	2.165	0.531	4.549	209.58	0.00132	0.132	159056
12:49:57 p.m.	38.16	38163	2.147	0.549	4.552	214.05	0.00136	0.136	157127
12:49:59 p.m.	38.95	38951	2.129	0.567	4.557	218.47	0.00141	0.141	155280
12:50:01 p.m.	39.75	39750	2.11	0.586	4.561	222.95	0.00145	0.145	153327
12:50:03 p.m.	40.54	40538	2.091	0.605	4.566	227.37	0.0015	0.150	151456
12:50:05 p.m.	41.34	41340	2.07	0.626	4.570	231.87	0.00155	0.155	149271
12:50:07 p.m.	42.13	42127	2.049	0.647	4.576	236.28	0.00161	0.161	147176
12:50:09 p.m.	42.93	42928	2.027	0.669	4.582	240.78	0.00166	0.166	145042
12:50:11 p.m.	43.72	43718	2.004	0.692	4.588	245.21	0.00172	0.172	142802
12:50:13 p.m.	44.51	44511	1.981	0.715	4.595	249.66	0.00177	0.177	140715
12:50:15 p.m.	45.31	45306	1.955	0.741	4.602	254.12	0.00184	0.184	138203
12:50:17 p.m.	46.10	46096	1.929	0.767	4.610	258.55	0.0019	0.190	135846
12:50:19 p.m.	46.89	46893	1.902	0.794	4.619	263.02	0.00197	0.197	133496
12:50:21 p.m.	47.68	47677	1.874	0.822	4.630	267.41	0.00204	0.204	131104
12:50:23 p.m.	48.47	48471	1.843	0.853	4.642	271.87	0.00212	0.212	128444
12:50:26 p.m.	49.27	49273	1.81	0.886	4.656	276.37	0.0022	0.220	125706
12:50:28 p.m.	50.06	50060	1.775	0.921	4.672	280.78	0.00229	0.229	122860
12:50:30 p.m.	50.85	50845	1.735	0.961	4.691	285.18	0.00238	0.238	119593
12:50:32 p.m.	51.65	51646	1.693	1.003	4.715	289.68	0.00249	0.249	116390
12:50:34 p.m.	52.44	52440	1.643	1.053	4.746	294.13	0.00261	0.261	112568
12:50:36 p.m.	53.21	53212	1.585	1.111	4.791	298.46	0.00276	0.276	108262
12:50:38 p.m.	53.99	53987	1.508	1.188	4.869	302.81	0.00295	0.295	102720
12:50:40 p.m.	54.64	54637	1.372	1.324	5.072	306.45	0.00329	0.329	93278
12:50:42 p.m.	10.11	10107	-0.709	3.405	5.687	56.69	0.00845	0.845	6709.43
12:50:44 p.m.	9.34	9340	-0.773	3.469	5.687	52.39	0.00861	0.861	6085.87
12:50:46 p.m.	8.86	8861	-0.771	3.467	5.687	49.70	0.0086	0.860	5777.09
12:50:47 p.m.	8.47	8471	-0.759	3.455	5.687	47.51	0.00857	0.857	5542.01

v. MEMORIA DE CALCULO
ESTRUCTURAL APOYOS A-74
Y A-75

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

PROYECTO: **Viaducto Bicentenario**
Cuatro Caminos - Tepalcapa - Tepetzotlán

UBICACIÓN: Cuatro Caminos-Tepalcapa-Tepetzotlán,
Estado de México, México.

ESTRUCTURA: Apoyos A74 y A75

Mayo de 2009
Rioboo S. A.

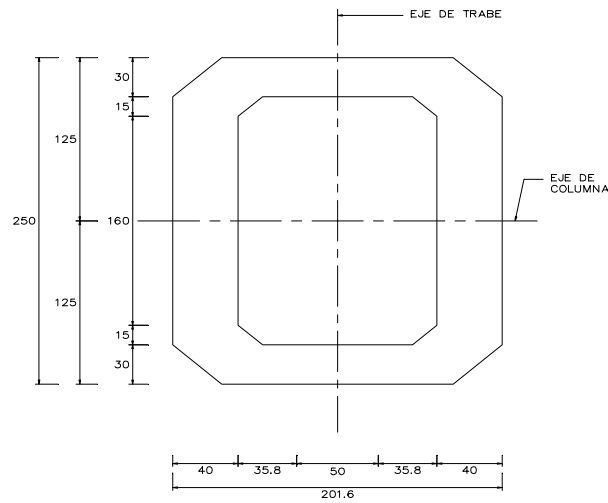
INDICE

- I.- SECCIONES TRANSVERSALES
 - I.1 - COLUMNAS Y ZAPATAS
 - I.2 - TRABES
- II.- PROPIEDADES DEL CONCRETO
- III.- CARGAS DE DISEÑO EN COLUMNAS Y PILAS
- IV.- RESUMEN

I.- SECCIONES TRANSVERSALES

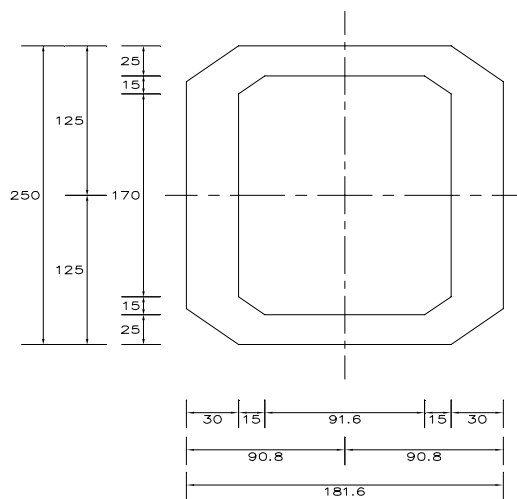
I.1 - COLUMNAS Y ZAPATAS COTAS EN [cm]

EJE A74



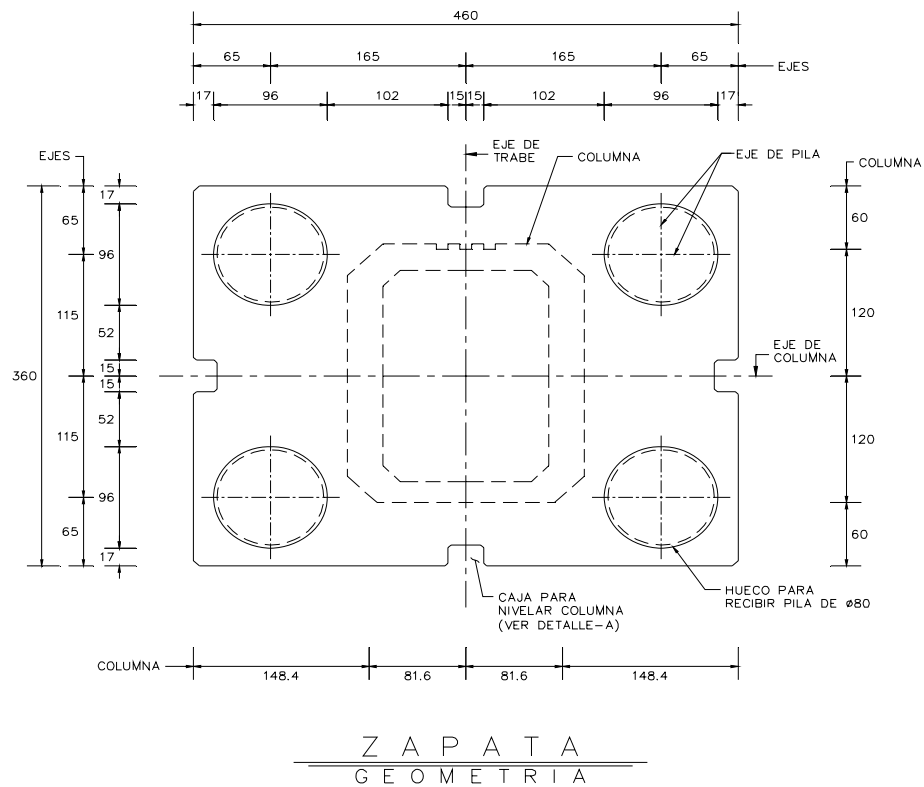
C O R T E
GEOMETRIA EN LA BASE DE LA COLUMNA

EJE A75



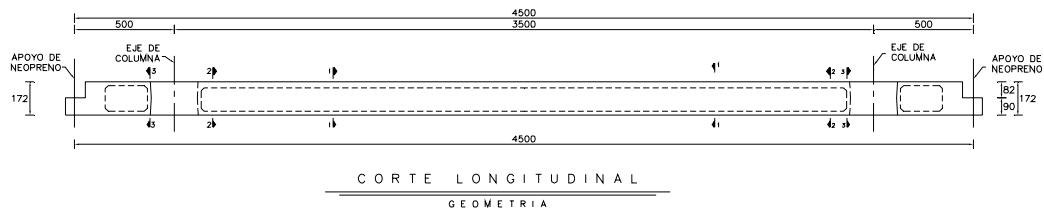
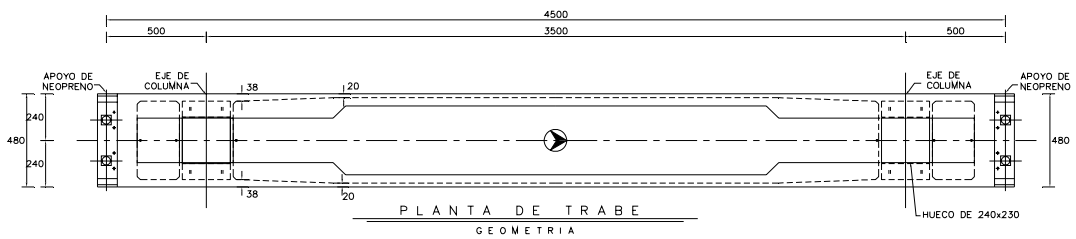
C O R T E
GEOMETRIA EN LA BASE DE LA COLUMNA

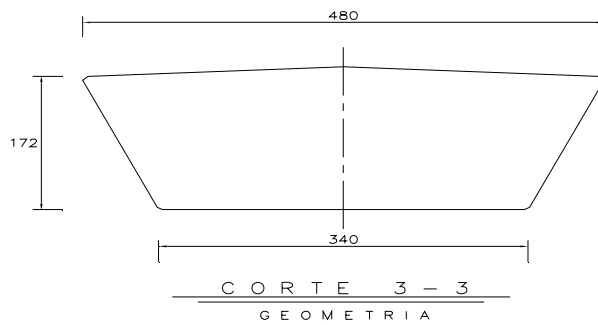
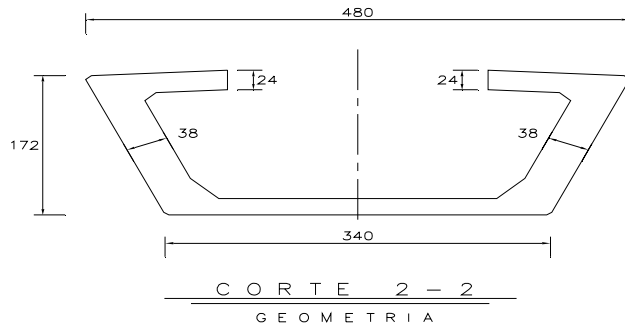
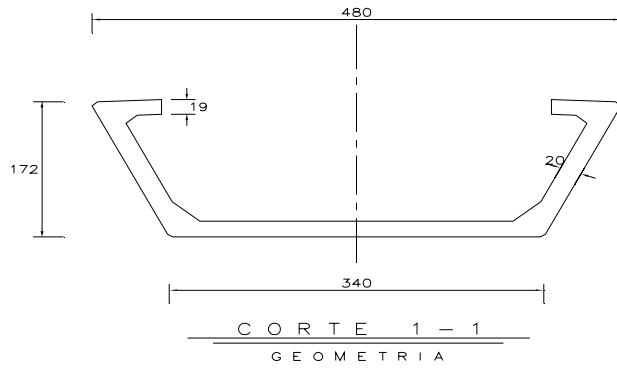
ZAPATA, GEOMETRIA VALIDA PARA TODOS LOS APOYOS



I.1 - TRABES, GEOMETRIA VALIDA PARA TODOS LOS APOYOS

TRABE TIPO TAU





II.- PROPIEDADES DEL CONCRETO

Elemento	Módulo de elasticidad E_c					
	f'_c	ACI	RCDF-04	RCDF-04 ar	RCDF-04 / ACI	RCDF-04 ar/ ACI
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	%	%
Plantillas	100.00	150,000	140,000	195,000	93%	130%
Pilas	250.00	237,171	221,359	244,397	93%	103%
Cimentaciones coladas en s	250.00	237,171	221,359	244,397	93%	103%
Losa de apoyo para zapata	250.00	237,171	221,359	244,397	93%	103%
Columnas y zapatas precola	600.00	367,423	342,929	318,207	93%	87%
Cabezales	600.00	367,423	342,929	318,207	93%	87%
Caballetes	600.00	367,423	342,929	318,207	93%	87%
Trabes	600.00	367,423	342,929	318,207	93%	87%
Tabletas	400.00	300,000	280,000	280,000	93%	93%
Complemento de tabletas	400.00	300,000	280,000	280,000	93%	93%
Conexiones	600.00	367,423	342,929	318,207	93%	87%
Firmes y parapetos	300.00	259,808	242,487	257,224	93%	99%
Plantilla de 1.7m de peralte	250.00	237,171	221,359	244,397	93%	103%

COLUMNA

TABLE: Element Forces - Frames								
OutputCase	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1291(inf)	-832.45	-91.60	-1.27	4.12	154.96	83.55
CVR		1291(inf)	-207.85	-9.69	-0.60	-0.52	36.12	10.41
DX	Max	1291(inf)	257.76	134.27	1.30	16.53	2.55	345.50
DY	Max	1291(inf)	4.91	0.70	120.49	10.70	1574.02	1.04

PILA1

TABLE: Element Forces - Frames								
OutputCase	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1122(inf)	-249.67	-9.41	-0.83	0.00	3.07	-1.94
CVR		1122(inf)	-51.67	-1.11	-0.28	0.00	0.75	-0.09
DX	Max	1122(inf)	67.11	5.13	1.51	0.00	0.77	21.70
DY	Max	1122(inf)	263.89	1.77	6.14	0.00	31.26	0.97

PILA2

TABLE: Element Forces - Frames								
OutputCase	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1123(inf)	-168.38	-9.35	-2.29	0.00	3.95	-2.00
CVR		1123(inf)	-43.53	-1.10	-0.54	0.00	0.91	-0.11
DX	Max	1123(inf)	197.39	5.17	1.04	0.00	0.74	21.66
DY	Max	1123(inf)	264.66	1.84	4.08	0.00	32.53	1.05

PILA3

TABLE: Element Forces - Frames								
OutputCase	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1124(inf)	-288.45	-5.93	-0.62	0.00	2.90	-3.68
CVR		1124(inf)	-60.39	-0.59	-0.21	0.00	0.70	-0.37
DX	Max	1124(inf)	69.12	0.53	1.21	0.00	0.68	24.25
DY	Max	1124(inf)	265.80	1.34	3.77	0.00	32.06	0.93

PILA4

TABLE: Element Forces - Frames								
OutputCase	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1125(inf)	-207.18	-5.33	-1.51	0.00	3.46	-4.18
CVR		1125(inf)	-52.25	-0.53	-0.36	0.00	0.79	-0.43
DX	Max	1125(inf)	195.35	0.71	0.76	0.00	0.65	24.10
DY	Max	1125(inf)	265.07	1.25	2.15	0.00	33.13	0.88

III.- CARGAS DE DISEÑO EN COLUMNAS Y PILAS

ELEMENTOS MECANICOS EN BASE DE COLUMNA Y PILA PARA EL EJE: A74 (CAD. 2+827)

EJE REPRESENTATIVO A74

DATOS GEOMETRICOS DE COLUMNA

H (m)	11.22
B (m)	1.81
D (m)	2.50

1.- ELEMENTOS MECANICOS EN COLUMNAS

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1291 (inf)	-625.90	-68.87	-0.95	3.10	116.51	62.82
CVR		1291 (inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1291 (inf)	358.89	186.95	1.82	23.01	3.55	481.06
DY	Max	1291 (inf)	6.83	0.97	167.77	14.90	2191.62	1.44

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy
 COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy
 COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy
 COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	-263.59	118.57	84.75	33.56	1215.87	544.60
COM-2	-988.21	-256.31	-86.65	-27.36	-982.84	-418.97
COM-3	-511.40	-11.82	167.36	24.90	2309.19	208.58
COM-4	-740.40	-125.93	-169.27	-18.70	-2076.17	-82.94

2.- ELEMENTOS MECANICOS EN PILAS

PILA 1

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1122(inf)	-187.72	-7.07	-0.62	0.00	2.31	-1.46
CVR		1122(inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1122(inf)	93.45	7.14	2.10	0.00	1.08	30.21
DY	Max	1122(inf)	367.43	2.46	8.54	0.00	43.52	1.36

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy
 COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy
 COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy
 COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	89.44	1.30	5.75	0.00	25.15	29.43
COM-2	-464.89	-15.44	-6.99	0.00	-20.53	-32.35
COM-3	207.75	-2.47	8.55	0.00	46.15	8.96
COM-4	-583.19	-11.67	-9.79	0.00	-41.53	-11.88

PILA 2

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1123(inf)	-126.60	-7.03	-1.72	0.00	2.97	-1.50
CVR		1123(inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1123(inf)	274.84	7.20	1.45	0.00	1.03	30.16
DY	Max	1123(inf)	368.50	2.56	5.68	0.00	45.30	1.46

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy
 COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy
 COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy
 COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	332.49	1.45	2.56	0.00	26.65	29.38
COM-2	-585.69	-15.51	-6.01	0.00	-20.71	-32.39
COM-3	324.35	-2.31	4.39	0.00	48.57	9.00
COM-4	-577.55	-11.75	-7.84	0.00	-42.64	-12.01

PILA 3

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1124(inf)	-216.88	-4.46	-0.47	0.00	2.18	-2.76
CVR		1124(inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1124(inf)	96.24	0.74	1.68	0.00	0.95	33.76
DY	Max	1124(inf)	370.09	1.86	5.25	0.00	44.64	1.29

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy

COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy

COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy

COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	64.40	-2.79	3.83	0.00	25.45	31.64
COM-2	-498.17	-6.14	-4.77	0.00	-21.09	-37.17
COM-3	182.08	-2.38	5.28	0.00	47.10	8.66
COM-4	-615.84	-6.55	-6.22	0.00	-42.75	-14.19

PILA 4

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1125(inf)	-155.77	-4.01	-1.13	0.00	2.60	-3.15
CVR		1125(inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1125(inf)	272.00	0.99	1.06	0.00	0.90	33.55
DY	Max	1125(inf)	369.08	1.75	3.00	0.00	46.13	1.23

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy

COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy

COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy

COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	300.77	-2.15	1.42	0.00	26.57	31.02
COM-2	-612.31	-5.87	-3.69	0.00	-21.36	-37.31
COM-3	294.90	-1.96	2.18	0.00	49.00	8.15
COM-4	-606.45	-6.05	-4.45	0.00	-43.79	-14.44

SOBRE-RESISTENCIA ESTRUCTURAL

EJE	COLUMNA		PILA	
	P nominal	Mut *	COMP max	TENS max
	Ton	Ton-m	Ton	Ton
A74	1006.05	4137.84	-878.46	375.43

* EL momento de sobrerresistencia Mut es el de falla de la columna por sismo en direccion transversal

3.- CARGAS LATERALES EN ZAPATA

(SE CONSIDERA PLANTILLA DE CONCRETO CICLOPEO DE 1.7 METROS DE ESPESOR)

a) DESCARGAS LATERALES ELASTICAS

Joint Text	CM		CVR		DX		DY	
	DIR. LONG.	DIR. TRANS.	DIR. LONG.	DIR. TRANS.	DIR. LONG.	DIR. TRANS.	DIR. LONG.	DIR. TRANS.
	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
561	0.000	-0.717	0.000	0.000	0.000	0.559	0.000	23.196
564	4.814	-0.466	0.000	0.000	20.093	0.260	0.594	22.530
571	5.048	-0.593	0.000	0.000	20.861	0.156	0.111	22.871
578	0.000	-0.190	0.000	0.000	0.000	0.390	0.000	8.776
581	3.866	0.000	0.000	0.000	11.961	0.225	0.782	8.267
584	9.572	0.000	0.000	0.000	35.449	0.000	1.658	0.000
591	8.565	-0.365	0.000	0.000	32.172	0.435	1.318	26.151
594	9.072	-0.563	0.000	0.000	33.812	0.209	0.201	26.667
605	4.160	-0.095	0.000	0.000	12.899	0.085	0.093	8.509
TOTAL =	45.096	-2.988	0.000	0.000	167.246	2.318	4.757	146.966

ELEMENTOS MECANICOS EN BASE DE COLUMNA Y PILA PARA EL EJE: A75 (CAD.2+879)

EJE REPRESENTATIVO A75

DATOS GEOMETRICOS DE COLUMNA

H (m)	11.44
B (m)	1.81
D (m)	2.50

1.- ELEMENTOS MECANICOS EN COLUMNAS

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1370(inf)	-659.73	-2.10	-1.10	2.76	123.01	-5.37
CVR		1370(inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1370(inf)	83.08	154.65	1.02	19.38	3.39	525.18
DY	Max	1370(inf)	5.58	1.20	162.60	60.75	2019.89	1.74

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy
 COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy
 COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy
 COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	-573.86	153.15	81.23	52.52	1136.35	520.68
COM-2	-745.60	-157.35	-83.43	-47.00	-890.32	-531.42
COM-3	-629.23	45.50	161.81	69.32	2143.92	153.92
COM-4	-690.24	-49.69	-164.01	-63.81	-1897.89	-164.67

2.- ELEMENTOS MECANICOS EN PILAS

PILA 1

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1845(inf)	-166.99	0.04	-1.26	0.00	2.78	-0.40
CVR		1845(inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1845(inf)	193.00	3.74	1.45	0.00	0.90	30.04
DY	Max	1845(inf)	343.22	6.18	10.24	0.00	39.58	3.58

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy

COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy

COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy

COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	197.61	6.87	5.31	0.00	23.46	31.44
COM-2	-531.60	-6.79	-7.83	0.00	-17.90	-32.23
COM-3	234.13	7.34	9.42	0.00	42.62	12.19
COM-4	-568.11	-7.26	-11.94	0.00	-37.06	-12.99

PILA 2

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1846(inf)	-162.91	0.09	-1.11	0.00	2.69	-0.45
CVR		1846(inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1846(inf)	151.26	3.76	1.48	0.00	0.84	30.03
DY	Max	1846(inf)	344.22	6.26	4.11	0.00	43.26	3.66

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy

COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy

COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy

COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	160.46	6.98	2.42	0.00	25.16	31.41
COM-2	-486.27	-6.80	-4.65	0.00	-19.78	-32.31
COM-3	226.69	7.48	3.44	0.00	46.20	12.22
COM-4	-552.51	-7.30	-5.67	0.00	-40.82	-13.12

PILA 3

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1847(inf)	-197.50	-0.17	-1.15	0.00	2.67	-0.27
CVR		1847(inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1847(inf)	192.38	0.65	1.53	0.00	0.98	32.64
DY	Max	1847(inf)	345.74	5.35	10.25	0.00	39.57	3.33

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy

COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy

COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy

COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	167.75	3.15	5.51	0.00	23.44	34.04
COM-2	-562.75	-3.50	-7.82	0.00	-18.10	-34.57
COM-3	205.96	5.37	9.56	0.00	42.54	12.86
COM-4	-600.96	-5.72	-11.87	0.00	-37.20	-13.39

PILA 4

a) ELASTICOS SIN COMBINAR

Case	Step	Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
CMT		1848(inf)	-193.41	-0.11	-1.01	0.00	2.58	-0.33
CVR		1848(inf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DX	Max	1848(inf)	151.87	0.63	1.54	0.00	0.90	32.63
DY	Max	1848(inf)	344.83	5.44	4.13	0.00	43.24	3.42

COMBINACIONES PARA CASO ELASTICO

COM-1: CM +CVR + Dx + 0.5Dy

COM-2: CM + CVR - Dx - 0.5Dy

COM-3: CM + CVR + 0.3Dx + Dy

COM-4: CM + CVR - 0.3Dx - Dy

ELASTICOS COMBINADOS MAXIMOS

COM	P	V2	V3	T	M2	M3
	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
COM-1	130.87	3.23	2.60	0.00	25.11	34.01
COM-2	-517.69	-3.46	-4.62	0.00	-19.94	-34.67
COM-3	196.98	5.52	3.59	0.00	46.09	12.88
COM-4	-583.80	-5.74	-5.61	0.00	-40.93	-13.53

SOBRE-RESISTENCIA ESTRUCTURAL

EJE	COLUMNA		PILA	
	P nominal	Mut *	COMP max	TENS max
	Ton	Ton-m	Ton	Ton
A75	1053.48	3406.84	-779.56	252.82

* EL momento de sobrerresistencia Mut es el de falla de la columna por sismo en direccion transversal

3.- CARGAS LATERALES EN ZAPATA

(SE CONSIDERA PLANTILLA DE CONCRETO CICLOPEO DE 1.7 METROS DE ESPESOR)

a) DESCARGAS LATERALES ELASTICAS

Joint	CM		CVR		DX		DY	
	DIR. LONG.	DIR. TRANS.	DIR. LONG.	DIR. TRANS.	DIR. LONG.	DIR. TRANS.	DIR. LONG.	DIR. TRANS.
	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
561	0.000	-0.611	0.000	0.000	0.000	0.322	0.000	22.103
564	0.260	-0.644	0.000	0.000	18.110	0.362	1.486	20.697
571	0.229	-0.629	0.000	0.000	18.745	0.064	0.206	21.400
597	0.000	-0.093	0.000	0.000	0.000	0.247	0.000	8.536
598	0.184	-0.118	0.000	0.000	10.315	0.264	1.923	7.457
599	0.310	0.000	0.000	0.000	31.311	0.000	4.011	0.000
600	0.441	-0.626	0.000	0.000	28.597	0.554	3.270	23.882
601	0.370	-0.602	0.000	0.000	29.949	0.080	0.399	24.964
602	0.141	-0.106	0.000	0.000	11.084	0.030	0.203	7.974
TOTAL =	1.935	-3.431	0.000	0.000	148.111	1.922	11.498	137.012

IV.- RESUMEN

DATOS GENERALES DEL APOYO

	H COLUMNA	Cs
EJE	[cm]	Q=2
A74	1122	0.144
A75	1144	0.144

REACCIONES ELASTICAS MAXIMAS COMBINADAS EN LA PILA

EJE	ELASTICOS	
	T MAX	C MAX
	[ton]	[ton]
A74	332.49	-615.84
A75	234.13	-600.96

REACCIONES CON SOBRE-RESISTENCIA MAXIMAS COMBINADAS EN LA PILA

EJE	SOBRE-RESISTENCIA	
	T MAX	C MAX
	[ton]	[ton]
A74	375.43	-878.46
A75	252.82	-779.56

RIGE

EJE	T MAX	C MAX
	[ton]	[ton]
A74	332.49	-615.84
A75	234.13	-600.96

vi. PLANTA GENERAL TRAMO 1
VIADUCTO BICENTENARIO

