



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN Y PUNTA DE PILAS  
DE CIMENTACIÓN, CON CELDA BIDIRECCIONAL  
EN SUELOS GRANULARES**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
**WALTER IVÁN PANIAGUA ZAVALA**

TUTOR PRINCIPAL:  
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, MAYO 2023



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**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.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Gabriel Yves Auvinet Guichard

Secretario: Dr. José Luis Rangel Núñez

1<sup>er</sup> Vocal: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

2<sup>o</sup> Vocal: Dra. Alexandra Ossa López

3<sup>er</sup> Vocal: Dra. Norma Patricia López Acosta

Lugar donde se realizó la tesis: Ciudad de México.

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

---

**FIRMA**





## Agradecimientos

Mi gratitud para el Comité Doctoral: Rigoberto Rivera, tutor principal de la tesis, por su confianza al otorgarme gran libertad para llevar a cabo este trabajo, así como compartir generosamente sus conocimientos; Gabriel Auvinet, que me ha guiado y aconsejado gran parte de mi desarrollo profesional; Patricia López Acosta, un ejemplo por su disciplina y rigor académico; Alexandra Ossa, que además me enseñó a presentar una actitud positiva, ante cualquier circunstancia; José Luis Rangel, por su sencillez para abordar los problemas de toda índole.

Durante el desarrollo de esta investigación, recibí comentarios críticos y propositivos de Alberto Jaime, Felipe Jiménez, Bengt Fellenius, Mario Terceros, Mary Ellen Large y Antonio Marinucci; sus aportaciones fueron muy importantes durante el desarrollo de este trabajo. Enrique Ibarra y Elvira León contribuyeron con información valiosa del caso historia.

Durante el desarrollo de las pruebas de carga, fue fundamental el apoyo de Jorge Ramírez y José Alberto Valle; para la ejecución de las pruebas, agradezco la participación de Arael Elvira, Saraíd Santamaría y César Escutia.

Asimismo, el apoyo de mi familia me impulsó durante todo el proyecto; mi agradecimiento especial a mi esposa Alma Grajales, y a mis hijos Ilse y Walter Paniagua Del Castillo.

---

# Determinación de la capacidad de carga por fricción y punta de pilas de cimentación, con celda de carga bidireccional, en suelos granulares

---

## Índice

	Página
Resumen	vi
Notación	viii
Lista de figuras	xi
Lista de tablas	xvii
<b>1</b> <b><u>Introducción</u></b> .....	1
1.1 Antecedentes .....	1
1.1.1 Función de las cimentaciones profundas .....	1
1.1.2 Factores que determinan la selección del tipo de cimentación profunda ....	2
1.1.3 Pruebas de carga .....	4
1.2 Objetivos .....	6
1.3 Alcance .....	7
<b>2</b> <b><u>Pruebas de carga estática convencional</u></b> .....	9
2.1 Procedimiento de carga axial .....	12
2.2 Arreglos para pruebas de compresión .....	15
2.3 Instrumentación .....	17
2.3.1 Instrumentación en la cabeza de la pila .....	18
.....	
2.3.2 Instrumentación en el cuerpo de la pila .....	20
2.4 Interpretación de resultados .....	25
2.5 Comentarios sobre las pruebas de carga estática convencional .....	30
<b>3</b> <b><u>Pruebas de carga estática bidireccional</u></b> .....	33
3.1 Celda tipo Osterberg . .....	39
3.2 Instrumentos de medición de deformaciones .....	41
3.3 Procedimiento de prueba .....	42
3.3.1 Instalación de la celda .....	42
3.3.2 Ejecución de la prueba .....	44
3.4 Interpretación de la prueba .....	47
3.5 Otras celdas bidireccionales .....	51
3.6 Caso historia en Ciudad de México .....	55
3.7 Comentarios sobre la prueba bidireccional .....	74
<b>4</b> <b><u>Capacidad de carga por fricción en tensión</u></b> .....	77
4.1 Modelos analíticos .....	77
4.2 Modelado numérico .....	80
4.3 Ensayos en modelos a escala .....	81
4.4 Ensayos a escala natural .....	83
4.5 Efecto Poisson .....	90

4.6	Comentarios a la capacidad de carga por fricción en tensión .....	92
<b>5</b>	<b><u>Curvas carga-desplazamiento y funciones t-z / q-z</u></b> .....	<b>94</b>
5.1	Función proporcional (Gwizdala) .....	95
5.2	Función hiperbólica .....	97
5.3	Función exponencial .....	99
5.4	Función Vijayvergiya .....	99
5.5	Ejemplos de aplicación .....	100
5.6	Método presiométrico .....	105
5.7	Comentarios a las funciones t-z / q-z .....	108
<b>6</b>	<b><u>Prueba a escala natural</u></b> .....	<b>109</b>
6.1	Características geotécnicas en el Sitio Delta .....	109
6.2	Cálculo analítico de capacidad de carga de pila de prueba .....	111
6.3	Ejecución de prueba de carga .....	116
6.4	Modelado numérico de prueba de carga .....	125
6.4.1	Modelado en 2D .....	125
6.4.2	Modelado en 3D .....	134
6.5	Comentarios a la prueba de carga .....	145
<b>7</b>	<b><u>Conclusiones</u></b> .....	<b>147</b>
	<b><u>Referencias</u></b> .....	<b>150</b>
	<b><u>Anexo A: Determinación del módulo de elasticidad compuesto de la pila</u></b> .....	<b>164</b>
A.1	Introducción .....	164
A.2	Relaciones empíricas .....	165
A.3	Método del módulo tangente .....	167
A.4	Método de la rigidez incremental .....	170
A.5	Comparación de resultados con diferentes métodos .....	172
A.6	Comentarios .....	174
	<b><u>Anexo B: Información geotécnica del Sitio Delta</u></b> .....	<b>176</b>
B.1	Trabajos de campo .....	176
B.2	Estratigrafía y propiedades de los suelos .....	180
	<b><u>Anexo C: Construcción e instrumentación de pila de prueba con celda bidireccional</u></b> .....	<b>197</b>
C.1	Acero de refuerzo de la pila de prueba .....	197
C.2	Instalación de celda bidireccional .....	198
C.3	Instalación de instrumentos en las placas superior e inferior de la celda .....	198
C.4	Instalación de <i>tell-tales</i> y conexiones hidráulicas .....	199
C.5	Perforación de pila de prueba .....	202
C.6	Izaje y colocación de acero de refuerzo y celda bidireccional .....	202
C.7	Colocación de concreto en pila de prueba .....	204

<b><u>Anexo D: Fabricación de celda bidireccional</u></b> .....	206
<b><u>Anexo E: Propuesta de metodología para pruebas de carga bidireccionales</u></b>	212
E.1 Introducción .....	212
E.2 Documentos de referencia .....	212
E.3 Planeación .....	212
E.4 Aparatos y preparación para aplicar y medir cargas .....	216
E.5 Aparatos y preparación para medir movimientos y deformaciones .....	217
E.6 Procedimiento .....	219
E.7 Reporte de la prueba de carga .....	221
<b><u>Anexo F: Distribución del esfuerzo cortante a lo largo de la pila</u></b> .....	<b>222</b>
F.1 Introducción .....	222
F.2 Criterio de Zeevaert .....	222
F.3 Modelado numérico .....	227

## Resumen

En esta investigación se busca profundizar en el conocimiento de la capacidad de carga por fricción y punta de pilas de cimentación, en suelos granulares, con ayuda de pruebas de carga bidireccionales. Se presentan las características generales de las pruebas de carga estática convencionales, utilizando marcos de reacción en la superficie. Se muestran aspectos relacionados con los procedimientos de carga, de acuerdo con la normatividad existente. Se comentan los diferentes tipos de instrumentos que se utilizan para medir la carga y deformación en la cabeza de la pila, así como en el cuerpo de la pila, describiéndose las principales gráficas que representan los resultados obtenidos, así como los criterios de interpretación de carga última. Para la determinación de las fuerzas generadas en el interior de la pila durante una prueba de carga, se incluyen cuatro métodos para el cálculo del módulo de elasticidad compuesto de la pila, comentándose las principales características de cada uno y un ejemplo en el que se comparan los resultados con diferentes métodos.

Se describen los elementos que componen las celdas de carga bidireccionales; se presentan los instrumentos que se utilizan para la medición de deformaciones, así como el procedimiento de prueba de carga, incluyendo la instalación de la celda y la ejecución de la prueba. Se presenta un caso historia de pruebas de carga bidireccionales, incluyendo las características geotécnicas del sitio, de los elementos de prueba, la instrumentación utilizada, el procedimiento de prueba y se comentan los resultados.

Se presenta un estudio con 42 pruebas de carga a escala natural, realizadas en diferentes sitios de la República Mexicana, en tensión y compresión, mediante el sistema de carga convencional con marcos de reacción. Se discuten los resultados, y se proponen valores de factores de resistencia en carga a tensión, para diferentes procedimientos constructivos y condiciones de suelo.

Se estudian cinco modelos para determinar las curvas carga-desplazamiento para fricción (curvas  $t-z$ ) y para punta (curvas  $q-z$ ) y se muestran ejemplos de aplicación, comparando los modelos con curvas de pruebas de carga convencional en compresión y tensión, así como pruebas bidireccionales.

Se presenta una prueba de carga empleando una nueva celda bidireccional y realizada al Norponiente de la Ciudad de México. Se incluyen croquis detallados de la instrumentación en la pila de prueba, así como del diseño de la nueva celda de carga bidireccional, desarrollada por el suscrito. Se evalúa la capacidad de carga de la pila con tres modelos analíticos, además de modelado numérico 2D y 3D, comparándose los resultados con los de la prueba de carga, obteniéndose buena correlación. Se propone una metodología para la planeación, implementación y ejecución de pruebas de carga bidireccionales.

## Abstract

This research seeks to deepen the knowledge of the bearing capacity by friction and point of drilled shafts (bored piles), in granular soils, with the help of bidirectional load tests. The general characteristics of conventional static load tests are presented, using surface reaction frames. Aspects related to loading procedures are shown, in accordance with existing regulations. The different types of instruments used to measure the load and deformation at the top of the pile, as well as in the body of the pile, are discussed, describing the main graphs that represent the results obtained, as well as the ultimate load interpretation criteria. For the determination of the forces generated inside the pile during a load test, four methods are included for the calculation of the compound modulus of elasticity of the pile, commenting on the main characteristics of each one and an example in which the results with different methods are compared.

The elements of the bidirectional load cells are described; the instruments used for strain measurement is presented, as well as the load test procedure, including the installation of the cell and the execution of the test. A case history of bidirectional load tests is presented, including the geotechnical characteristics of site, of the test elements, the instrumentation used, the testing procedure, and the results are commented.

A study is presented, with 42 full-scale load tests, carried out in different places in the Mexican Republic, in tension and compression, using the conventional load system with reaction frames. The results are discussed, and values of tensile load resistance factors are proposed for different construction procedures and soil conditions.

Five models are studied to determine the load-displacement curves for friction ( $t$ - $z$  curves) and toe ( $q$ - $z$  curves) and application examples are shown, comparing the models with conventional load test curves in compression and tension, as well as bidirectional tests.

A bidirectional load test carried out to the Northwest of Mexico City is presented. Detailed sketches of the test instrumentation, as well of a new design of bi-directional load cell, are included. The load capacity of the pile is evaluated with three analytical models, in addition to 2D and 3D numerical modeling, comparing the results with those of the load test, with good correlation. A methodology for the planning, implementation and execution of bidirectional load tests is proposed.

## Notación

$A$	área transversal de la pila
$A_b$	área de la base de la pila
$A_c$	área del concreto
$A_l$	área lateral de la pila
$A_p$	área transversal de la pila
$A_s$	área lateral de la pila, área del acero
$\alpha$	factor de reducción por procedimiento constructivo
$b$	coeficiente de la función exponencial
$\beta$	coeficiente de fricción entre la pila y el suelo
$C_1$	pendiente de la línea en el gráfico Chin-Kondner
$C_2$	ordenada al origen del gráfico Chin-Kondner
$c_u$	resistencia no drenada
$d, D$	diámetro
$D_G$	profundidad del geófono en el pozo
$d_p$	diferencia de presión en la sonda, en el intervalo de análisis
$dv$	diferencia de volumen en la sonda, en el intervalo de análisis
$\delta$	ángulo de fricción suelo-pila, deformación, desplazamiento
$e$	base de los logaritmos naturales = 2.718
$E_c$	módulo de elasticidad del concreto
$E_{comb}$	módulo elástico combinado del área de concreto y del área de acero de la sección
$E_G$	elevación del cabezal del pozo a nivel del terreno
$E_m$	módulo presiométrico
$E_{oed}^{ref}$	módulo de rigidez tangente de referencia para carga primaria edométrica
$E_p$	módulo elástico del material del pilote
$E_S$	elevación de la fuente a nivel del terreno, módulo de elasticidad del suelo
$E_{ur}^{ref}$	módulo de rigidez de carga/recarga de referencia
$E_{50}^{ref}$	módulo de rigidez secante de referencia
$\varepsilon$	deformación unitaria
$\eta$	factor de compresibilidad adimensional de la pila
$F_i$	fuerza interna de la pila
$F_R$	factor de resistencia
$f_s$	resistencia por fricción en compresión, esfuerzo admisible
$f_{st}$	resistencia por fricción en tensión
$\phi$	ángulo de fricción interna
$g$	aceleración de la gravedad (g).
$G_0$	módulo de rigidez a cortante
$G_0^{ref}$	módulo de rigidez al cortante de referencia
$G_{av}$	módulo cortante promedio a lo largo del fuste de la pila
$\gamma$	peso volumétrico del suelo
$\gamma_{0.70}$	deformación de cortante al 0.70 $G_0$
$K$	coeficiente de empuje de tierras, factor de rigidez
$K_o$	coeficiente de empuje de tierra en reposo
$K_s$	pendiente de la primera línea de la función t-z, de fricción
$K_p$	pendiente de la primera línea de la función q-z, de punta
$K_{vsc}$	módulo de reacción vertical secante, en compresión

$K_{vst}$	módulo de reacción vertical secante, en tensión
$K_{vtc}$	módulo de reacción vertical tangente, en compresión
$K_{vtt}$	módulo de reacción vertical tangente, en tensión
$L$	longitud de la pila
$L_e$	longitud de la pila empotrada en el estrato resistente
$L_R$	profundidad del receptor
$m$	parámetro que depende de la rigidez
$N_q^*$	factor de capacidad de carga
$N_{SPT}$	número de golpes en prueba de penetración estándar
$\nu$	relación de Poisson
$\nu_p$	relación de Poisson del material de la pila
$P$	carga, perímetro de la sección de la pila, presión ejercida por la sonda contra el suelo, presión actuante en la celda
$P_c$	presión normal durante la falla, corrección de presión
$P_d$	presión hidrostática entre la unidad de control y la profundidad de la prueba
$p_M$	presión registrada en los manómetros
$p_h$	presión hidrostática por la columna de agua en la manguera del ficómetro hasta el nivel de agua dentro del barreno
$p'_{hm}$	presión efectiva horizontal en el contacto suelo – pila
$P_r$	presión tomada del manómetro en la unidad de control
$p^{ref}$	presión de referencia
$p'_z$	presión vertical efectiva en el suelo al nivel del desplante de la pila
$P_r$	presión tomada del manómetro en la unidad de control
$\psi$	ángulo de dilatación $\psi = \phi - 30^\circ$
$q_c$	resistencia de punta en cono eléctrico
$q_f$	capacidad de carga unitaria por fricción
$q_p$	capacidad de carga unitaria por punta
$Q_{uf}$	capacidad de carga última por fricción
$Q_{ult}$	capacidad de carga última total
$Q_{up}$	capacidad de carga última de punta
$r$	resistencia de fuste o punta
$R_f$	relación de falla
$S$	área de la superficie de corte, que depende del diámetro de la sonda
$S_s$	densidad de sólidos
$T$	espesor de la pared
$T_{max}$	máxima tensión medida en la celda de carga
$\tau$	esfuerzo cortante
$\theta$	coeficiente de la función proporcional, ángulo de polarización
$\sigma_v$	esfuerzo efectivo
$V$	coeficiente de la función Vijayvergiya, volumen corregido en la sonda
$V_A$	volumen de agua en el punto A de análisis en el intervalo elástico
$V_B$	volumen de agua en el punto B de análisis en el intervalo elástico
$V_b$	corrección de presión-volumen determinada con la calibración del ficómetro
$V_c$	corrección de volumen determinada con la calibración previa.
$V_R$	volumen tomado de la unidad de control
$V_s$	velocidad de onda cortante en el suelo
$V_0$	volumen de agua en la sonda durante la calibración
$w$	contenido natural de agua



$W_c$  peso volumétrico del concreto, en  $t/m^3$   
 $X$  distancia horizontal de la fuente al cabezal del pozo  
 $z_i$  profundidad media del estrato  $i$

## Lista de figuras

		Página
1.1	Distribución de las cimentaciones en el mundo	1
1.2	Diferentes usos de cimentaciones profundas	2
1.3	Distribución de las cimentaciones profundas en el mundo	3
1.4	Distribución de las cimentaciones profundas en México	4
1.5	Representación esquemática de una prueba de carga	4
1.6	Diferentes procedimientos constructivos de cimentaciones profundas y pruebas de carga	5
1.7	Pruebas de carga convencional de gran capacidad	6
1.8	Fallas durante la ejecución de pruebas de carga	6
2.1	Tipos de pruebas de carga en pilas y pilotes	10
2.2	Control de la prueba para el procedimiento B, carga sostenida	13
2.3	Comparación de gráficas carga-tiempo y carga-desplazamiento para diferentes procedimientos de prueba	15
2.4	Sistemas de reacción con lastre	16
2.5	Sistema de reacción a compresión con tres pilas ancla	16
2.6	Sistema de reacción a compresión con seis pilas de reacción	17
2.7	Instrumentos para medir deformaciones en la cabeza de la pila	19
2.8	Gatos hidráulicos para la aplicación de la carga en la cabeza	20
2.9	Colectores de datos electrónicos	20
2.10	Deformímetros ahogados en concreto	21
2.11	Deformímetros eléctricos soldados al acero de refuerzo	21
2.12	Medidores de profundidad, <i>tell-tales</i>	22
2.13	Extensómetros recuperables	23
2.14	Celda de carga en la punta de la pila	24
2.15	Ejemplo de un plano de taller para la instalación de instrumentos en cinco niveles diferentes	25
2.16	Gráficas carga-asentamiento para doce pruebas de carga a compresión	26
2.17	Formas típicas de curvas carga-desplazamiento	27
2.18	Cargas últimas obtenidas a partir de diferentes métodos	27
2.19	Gráficas carga <i>vs.</i> Tiempo y desplazamiento <i>vs.</i> Tiempo	29
2.20	Curvas de transferencia de carga, para una pila de 100 cm de diámetro y 30 m de longitud	30
3.1	Esquema de funcionamiento de una prueba de carga convencional y con celda bidireccional	33
3.2	Celda bidireccional Osterberg (O-Cell) en pila de cimentación	34
3.3	Uso de celda bidireccional en pilotes de concreto	35
3.4	Arreglos de celda Osterberg en pilas de hélice continua	35
3.5	Esquema y celda de carga en pilote metálico tubular	35
3.6	Celda de carga en pilote metálico de sección H	36
3.7	Celda de carga en barrette	36
3.8	Condición de mayor resistencia de punta que de fricción, en una prueba bidireccional	37
3.9	Prueba de carga bidireccional más sistema de reacción	37

3.10	Arreglo de múltiples niveles de celdas bidireccionales	38
3.11	Posiciones alternativas para la colocación de celdas bidireccionales	38
3.12	Celdas bidireccionales	39
3.13	Placas para la colocación de celdas bidireccionales	40
3.14	Curva de calibración de una celda bidireccional de 400 t	41
3.15	Esquema y detalles de instrumentación en celda bidireccional	42
3.16	Carga contra desplazamiento, obtenida en la primera carga por punta de la pila	43
3.17	Instrumentos electrónicos (LVDT) para medición de deformaciones en barras testigo ( <i>tell tales</i> ) y en la cabeza de la pila	43
3.18	Barras testigo ( <i>tell tales</i> ) para medición de deformaciones en la cabeza de la pila, y conectados a las placas superior e inferior de la celda	44
3.19	Inyección de la celda bidireccional, al término de la prueba	46
3.20	Construcción de una curva equivalente; caso en el que se alcance primero la resistencia por fricción	48
3.21	Construcción de una curva equivalente; caso en el que se alcance primero la resistencia por punta	48
3.22	Deformación elástica teórica de la pila en una prueba de carga con celda bidireccional, dependiendo de la distribución de fricción a lo largo del fuste	50
3.23	Curvas carga-deformación considerando la pila rígida y tomando en cuenta la deformación elástica de la pila	50
3.24	Curvas carga-desplazamiento de pruebas de carga convencional y bidireccional en Singapore	51
3.25	Super Cell en pilas de cimentación	52
3.26	Celda anillo ( <i>Rim cell</i> )	52
3.27	Esquema de trabajo de una celda anillo	53
3.28	Super cell en forma de anillo	53
3.29	Celda bidireccional para prueba lateral	54
3.30	Prueba bidireccional TLBT	55
3.31	Corte estratigráfico representativo en el sitio del caso historia	58
3.32	Condiciones piezométricas en el sitio del caso historia	59
3.33	Aspectos durante la construcción de los <i>barrettes</i>	61
3.34	Esquema del arreglo de celdas Osterberg en <i>barrettes</i>	61
3.35	Aspectos de la instrumentación utilizada	63
3.36	Representación gráfica de la secuencia de aplicación de carga	64
3.37	Curvas carga-desplazamiento, Etapas 1+3, BT-01	66
3.38	Curvas carga-desplazamiento, Etapas 2A+2B BT-01	66
3.39	Curvas de distribución carga-profundidad, Etapas 1+3, BT-01	67
3.40	Curvas de distribución carga-profundidad, Etapas 2A+2B, BT-01	68
3.41	Curvas carga-desplazamiento, Etapas 1+3, BT-02	69
3.42	Curvas carga-desplazamiento, Etapas 2A+2B, BT-02	69
3.43	Curvas de distribución carga-profundidad, Etapas 1+3, BT-02	70
3.44	Curvas de distribución carga-profundidad, Etapa 2A+2B, BT-01	71
3.45	Comparación de costo entre ensayos convencionales <i>vs.</i> Celda Osterberg ( <i>O-Cell</i> )	75
3.46	Desarrollo de las máximas cargas en pruebas de carga con celda bidireccional	76
4.1	Superficies de falla por fricción para diferentes direcciones de carga	77
4.2	Relación entre la capacidad por fricción en compresión y tensión	79

4.3	Configuración y posición de superficies de falla con diferentes condiciones de suelo	80
4.4	Esquema del arreglo de pruebas de tensión en modelos a escala	82
4.5	Vista de la cámara de calibración con correlación digital de imagen	82
4.6	Factor $\alpha$ vs. resistencia no drenada del suelo	84
4.7	Arreglo en pruebas de compresión	85
4.8	Arreglo en pruebas de tensión	85
4.9	Relación fricción en tensión/compresión vs. L/D en pruebas de carga	87
4.10	Relación entre los módulos de reacción vertical tangentes en compresión ( $K_{vte}$ ) y en tensión ( $K_{vtt}$ ) vs. L/D en pruebas de carga	89
4.11	Relación entre los módulos de reacción vertical secantes en compresión ( $K_{vsc}$ ) y tangentes en tensión ( $K_{vtt}$ ) vs. L/D en pruebas de carga	89
4.12	Relación de Poisson vs. resistencia a la compresión del concreto	90
4.13	Valores de desplazamientos laterales para las pruebas de carga en tensión, indicadas en la Tabla 4.6	91
4.14	Variación de los desplazamientos laterales vs. nivel de carga en una pila de 0.8 m de diámetro y 11 m de longitud	92
5.1	Curvas carga-desplazamiento típicas	94
5.2	Idealización de la respuesta carga-desplazamiento en fuste y punta, con curvas t-z y q-z	95
5.3	Forma de curvas t-z y q-z para la función proporcional, en un rango de valores de $\theta$	96
5.4	Función proporcional y prueba de carga en pila de 100 cm de diámetro y 30 m longitud	97
5.5	Gráfico desplazamiento vs. Desplazamiento/carga (Chin-Kondner) en pila de 100 cm de diámetro y 30 m longitud	98
5.6	Función hiperbólica y prueba de carga en pila de 100 cm de diámetro y 30 m de longitud	98
5.7	Función exponencial y prueba de carga en pila de 100 cm de diámetro y 30 m de longitud	99
5.8	Función Vijayvergiya y prueba de carga en pila de 100 cm de diámetro y 30 m de longitud	100
5.9	Curvas de pruebas de carga a compresión en pilas de 30 m de longitud	101
5.10	Ajuste de funciones a curvas carga-desplazamiento de pruebas de carga en compresión	102
5.11		102
5.12	Curvas de pruebas de carga en tensión en pilas de 30 m de longitud	103
5.13	Ajuste de funciones a curvas carga-desplazamiento de pruebas de carga en tensión	104
5.14	Curvas carga-desplazamiento para fricción y punta con el método presiométrico	106
5.15	Datos de cinco sondeos presiométricos en el sitio BEST	107
5.16	Curvas carga-deformación en dos pruebas bidireccionales y predicción con el modelo presiométrico	107
6.1	Localización del Sitio Delta	109
6.2	Geología general de la zona de estudio	110
6.3	Localización de acuerdo a la zonificación geotécnica de las NTC	110
6.4	Gráficas de capacidad de carga vs. profundidad, para pila de 80 cm de diámetro en el Sitio Delta	114

6.5	Bomba para aplicación de presión y manómetro digital	117
6.6	Marco de referencia y toma de lecturas	118
6.7	<i>Tell-tales</i> en pila de prueba	119
6.8	<i>Tell-tales</i> en placas superior e inferior de celda bidireccional	120
6.9	Arreglo general de prueba bidireccional	121
6.10	Gráfica carga <i>vs.</i> desplazamiento de la prueba bidireccional	122
6.11	Curvas de transferencia de carga <i>vs.</i> profundidad en prueba de carga bidireccional	123
6.12	Curvas ETL, considerando ajustes por compresión elástica de la pila, y dirección de la aplicación de la carga de fricción	125
6.13	Modelo y mallado para pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud	127
6.14	Resultados de deformaciones para diferentes niveles de carga, en prueba de compresión, tensión y bidireccional	128
6.15	Curva carga-desplazamiento en modelado de prueba de compresión; pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud	129
6.16	Prueba de compresión, al 100% de la carga.	129
6.17	Curva carga-desplazamiento en modelado de prueba de tensión; pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud	130
6.18	Prueba de tensión, al 100% de la carga	130
6.19	Curva carga-desplazamiento en modelado de prueba de bidireccional; pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud	131
6.20	Prueba bidireccional, al 100% de la carga	132
6.21	Curvas carga-desplazamiento de prueba de carga bidireccional (PC) y modelado numérico (MN)	132
6.22	Curvas carga-desplazamiento equivalentes (ETL). Prueba de compresión y bidireccional reconstruidas; pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud	133
6.23	Curvas de transferencia de carga <i>vs.</i> profundidad, en modelado numérico 2D	134
6.24	Curva de degradación para obtener el valor de $\gamma_{0.7}$ para arenas	137
6.25	Geometría del modelo numérico 3D con carga en la cabeza	138
6.26	Curva carga-desplazamiento para modelado numérico 3D, con carga en la cabeza	139
6.27	Zonas plastificadas, con carga en la cabeza	139
6.28	Evolución del cortante en el fuste, con carga en la cabeza	140
6.29	Geometría del modelo numérico 3D con carga bidireccional	140
6.30	Configuración para celdas de carga y mecanismo de aplicación de cargas	141
6.31	Desplazamientos en la etapa 4 de aplicación de carga con celda bidireccional	142
6.32	Puntos plásticos desarrollados en los modelos MC y HSS	142
6.33	Curvas carga-desplazamiento con carga bidireccional: prueba de carga y modelado numérico 3D y 2D axisimétrico	143
6.34	Curvas equivalentes carga-desplazamiento del modelado numérico 3D: carga en la cabeza y carga bidireccional	143
A.1	Módulo de elasticidad del concreto <i>vs.</i> resistencia a la compresión simple, a los 28 días	168
A.2	Módulo tangente <i>vs.</i> deformación unitaria	170
A.3	Curvas de transferencia de carga para cada incremento, aplicado en la cabeza de la pila	171
A.4	Diagrama de rigidez incremental para un nivel de instrumentación de deformación	173

A.5	Curvas de transferencia de carga para la pila C-2, calculadas con diferentes métodos: módulo constante (CM), módulo tangente (TM), rigidez incremental (IR)	175
A.6	Valores de resistencia de fricción unitaria calculados y medidos e interpretados con diferentes métodos: módulo constante (CM), módulo tangente (TM), rigidez incremental (IR)	176
B.1	Localización de los sondeos	178
B.2	Sonda de ficómetro utilizada	180
B.3	Componentes del equipo de ficómetro	181
B.4	Ejecución de ensayos de presiómetro Ménard	182
B.5	Perfil estratigráfico del sondeo SPT-01	184
B.6	Perfil estratigráfico del sondeo SPT-02	185
B.7	Representación esquemática de las trazas sísmicas en un ensaye de sísmica de un solo pozo (Downhole)	190
B.8	Esquema de la configuración de la fuente- receptor en un ensaye de sísmica de un solo pozo (Downhole)	191
B.9	Trazas sísmicas apiladas (Fuente Derecha)	194
B.10	Trazas sísmicas apiladas (Fuente Izquierda)	195
B.11	Picado del primer arribo de la onda S	196
B.12	Picado del primer arribo de la onda P	197
B.13	Resultados del sondeo Down Hole	198
C.1	Acero de refuerzo de la pila de prueba	199
C.2	Armado de la pila de prueba	200
C.3	Instalación de celda bidireccional en pila de prueba	200
C.4	Acoplamiento de instrumentos para las placas inferior y superior	201
C.5	Niveles de instrumentación en la pila de prueba	202
C.6	Componentes hidráulicos en pila de prueba	203
C.7	Pila de prueba instrumentada	203
C.8	Proceso de perforación de pila de prueba	204
C.9	Izaje de armadura de acero de refuerzo	205
C.10	Colocación de acero de refuerzo en perforación	205
C.11	Tubería tremie para la colocación de concreto de pila de prueba	206
C.12	Prueba de revenimiento y toma de especímenes para ensaye de concreto	207
C.13	Colocación de concreto premezclado	207
D.1	Celda de precarga en pilas, Bolognesi y Moretto (1973)	208
D.2	Esquema de celda bidireccional de 350 t y 15 cm	209
D.3	Aspectos del ensamble de la celda bidireccional	210
D.4	Marco de calibración de celda bidireccional	211
D.5	Gráfica de calibración de celda bidireccional	211
D.6	Placas para dar forma a celda bidireccional	212
D.7	Mangueras para ensaye tipo TRT, en la cabeza de la pila	212
D.8	Ubicación de mangueras para ensaye TRT, en pila de prueba	213
E.1	Proceso de planeación de una prueba de carga bidireccional	215
E.2	Esquema de prueba de carga con celda bidireccional	216
F.1	Curva carga-desplazamiento para carga de compresión	223
F.2	Transferencia de carga de la cabeza de la pila al fuste	223
F.3	Distribución de carga, esfuerzos y esfuerzo cortante en la pila, para pilotes de fricción	224

F.4	Distribución de carga, esfuerzos y esfuerzo cortante en la pila, para pilotes con carga de fricción y de punta	224
F.5	Distribución del esfuerzo cortante a lo largo de una pila	226
F.6	Proporción de la carga aplicada transferida a la punta de una pila	226
F.7	Curvas de transferencia de carga en la interfaz de la pila	225

## Lista de tablas

	Página	
1.1	Tipos de cimentaciones profundas	2
2.1	Estrategias para la ejecución de pruebas de carga	9
2.2	Resumen de los tipos de pruebas de la Figura 2.1	11
2.3	Normas ASTM para pruebas de carga en pilas y pilotes	12
2.4	Consideraciones y resumen de resultados obtenidos para los métodos para determinar la carga última	28
2.5	Resumen de ventajas y limitaciones de realizar pruebas de carga en diferentes etapas del proyecto	31
2.6	Probabilidad de seleccionar al menos un elemento defectuoso	32
3.1	Características de celdas bidireccionales	39
3.2	Modelo geotécnico del sitio del caso historia	60
3.3	Niveles de instrumentación en <i>barrettes</i>	62
3.4	Resumen de resultados de las pruebas de carga en <i>barrettes</i>	65
4.1	Valores de $K_s$ y $\delta$	78
4.2	Factores de resistencia de fricción para pilas	80
4.3	Revisión bibliográfica de análisis numéricos para pilas en tensión	80
4.4	Resumen de pruebas de compresión y tensión en modelos a escala	82
4.5	Datos generales de pruebas de carga de compresión y tensión	85
4.6	Resumen de resultados de pruebas de compresión y tensión	88
4.7	Factores de resistencia por fricción, para cimentaciones profundas trabajando en tensión	93
5.1	Comparación cualitativa de ajuste de curvas entre funciones	104
5.2	Software comercial para cálculo de funciones $t-z$ / $q-z$	105
6.1	Modelo geotécnico en el Sitio Delta, cálculo analítico	111
6.2	Valor de $N_{m\acute{a}x}$ y $N_{m\acute{i}n}$ para el cálculo de $N_q^*$	115
6.3	Resumen de resultados de capacidad de carga para pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud	116
6.4	Programa de cargas para prueba bidireccional	118
6.5	Comparativa de los métodos de construcción de la curva ETL, Seo <i>et al.</i> (2016)	124
6.6	Programación de incrementos para modelado de pruebas de carga	126
6.7	Comparación de capacidad de carga con el modelado numérico 2D con tres métodos analíticos y prueba de carga	133
6.8	Modelo geotécnico con el modelo constitutivo HSS	135
6.9	Valores de resistencia al corte S para los modelos constitutivos MC y HSS	138
6.10	Comparación de capacidad de carga con el modelado numérico 3D con tres métodos analíticos y prueba de carga	144
A.1	Valores de módulos secante y tangente, para la figura A.2	171
A.2	Niveles de instrumentación de prueba de carga en pila C-2 de hélice continua	175
B.1	Características de los sondeos realizados	179
B.2	Resumen de resultados de pruebas índice en muestras inalteradas	183



B.3	Resultados de las pruebas de ficómetro	187
B.4	Resultados de las pruebas de presiómetro Ménard	188
B.5	Resultados del sondeo Down-Hole	198
C.1	Características de la pila de prueba en Sitio Delta	199
C.2	Características del concreto premezclado	206
D.1	Dimensiones y presiones máximas en la celda bidireccional	210

When you can measure what you are speaking about, and express it in numbers, you know something about it; but when you cannot measure it, when you cannot express it in numbers, your knowledge is of a meagre and unsatisfactory kind.

William Thomson, Lord Kelvin (1824-1907)  
*Lecture to the Institution of Civil Engineers on 03 May 1883*

# 1 Introducción

## 1.1 Antecedentes

Desde el inicio del siglo XXI, el uso de las cimentaciones profundas se ha incrementado notablemente. En la Figura 1.1 se muestra que este sistema se utiliza en cerca del 50 % de las construcciones. Las técnicas de mejoramiento masivo de suelos (incluyendo inclusiones) siguen creciendo, aunque con variaciones, dependiendo de la geografía.

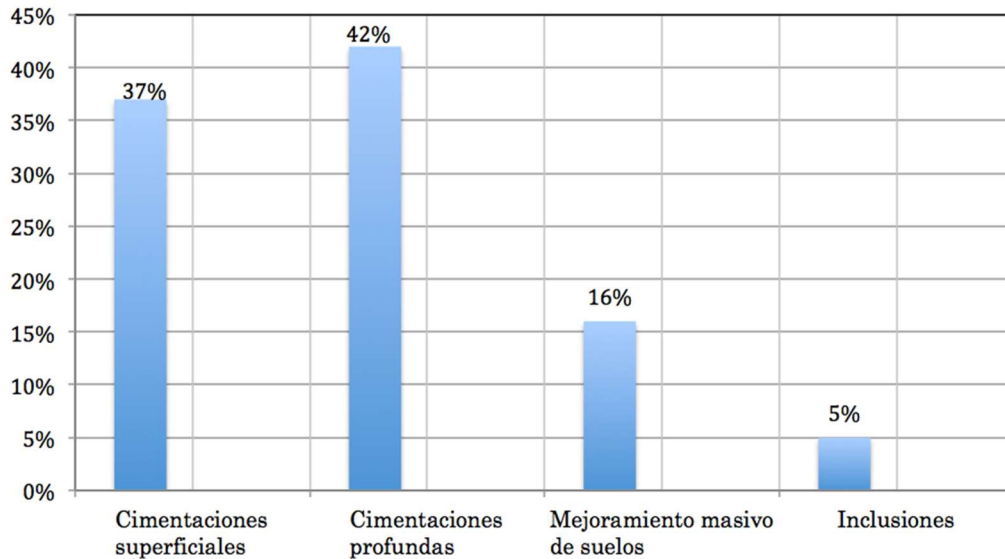


Figura 1.1 Distribución de las cimentaciones en el mundo, modificado de Bottiau (2016).

### 1.1.1 Función de las cimentaciones profundas

Cuando los suelos superficiales muestran poca capacidad de carga y la compresibilidad es alta para las cargas requeridas de una estructura, los ingenieros geotécnicos deben investigar estratos más profundos que puedan soportar esas solicitaciones, con desplazamientos tolerables, mediante el uso de cimentaciones profundas. También pueden requerirse para soportar cargas de tensión en estructuras altas, esbeltas o sujetas a momentos de volteo producto del viento o sismos. Las cimentaciones profundas se utilizan también en estructuras marinas que están sujetas a cargas laterales producto del impacto de embarcaciones y oleaje. Cuando se utilizan en estructuras de retención, apoyos de puentes y cimentación de maquinaria, soportan combinaciones de carga vertical y horizontal. Algunas aplicaciones comunes, se muestran en la Figura 1.2.

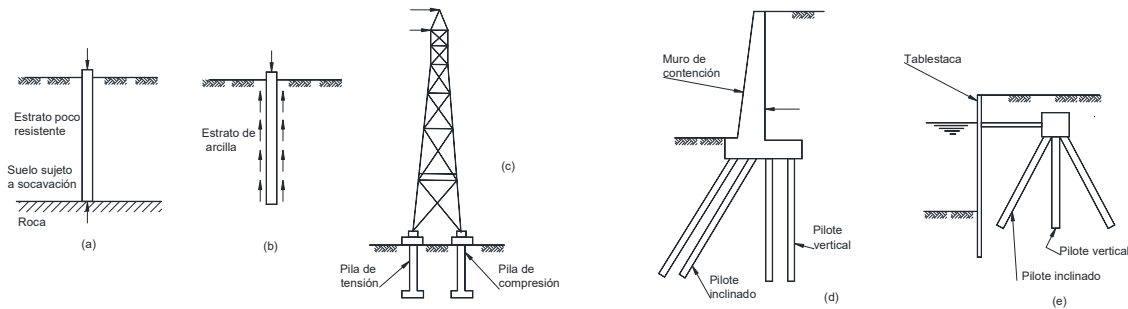


Figura 1.2 Diferentes usos de cimentaciones profundas: a) punta, b) fricción, c) carga de tensión, d) cargas laterales, e) inclinados ante cargas laterales, modificado de Prakash y Sharma (1990).

Las cimentaciones profundas son aquellas cuya dimensión transversal es, por lo menos, ocho veces menor que su longitud. Se definen en forma general, de la siguiente manera:

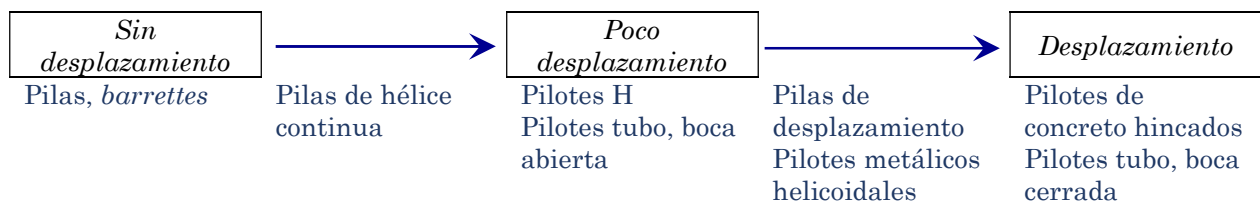
**Pilotes.** Son elementos prefabricados que se instalan en el suelo. Los pilotes pueden ser de madera, o bien de acero o concreto reforzado o presforzado u otros.

**Pilas.** Las pilas se construyen directamente en el suelo, agregando acero de refuerzo y concreto.

Existen diversas clasificaciones de cimentaciones profundas:

- De acuerdo con el tipo de material de las que están hechas (concreto, acero, madera, combinados);
- De acuerdo con el trabajo primordial que desarrollarán geotécnicamente (fricción, punta);
- De acuerdo con el efecto que producen en el suelo, como se muestra en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Tipos de cimentaciones profundas, adaptado de Prezzi and Basu (2017)



### 1.1.2 Factores que determinan la selección del tipo de cimentación profunda

La selección apropiada del tipo de cimentación profunda es una de las decisiones más importantes y es preferible hacerla con base en la experiencia previa en suelos similares. Las ventajas y desventajas de diversos procedimientos constructivos pueden afectar la selección del tipo de cimentación para cualquier proyecto. De acuerdo con Bottiau (2006), la selección del tipo de cimentación profunda depende de:

- Factores geológicos y condiciones del suelo

- Factores históricos locales
- Circunstancias y características del proyecto
- Costumbres de construcción locales
- Disponibilidad de equipo

En la Figura 1.3, se muestra el uso de los diferentes sistemas constructivos alrededor del mundo. Se pueden hacer los siguientes comentarios:

- Los pilotes hincados se siguen utilizando, aun con las restricciones cada vez más estrictas, en cuanto a ruido y vibraciones en zonas urbanas. Se han desarrollado alternativas para hincado sin vibración (pilas de desplazamiento, pilotes metálicos helicoidales o hincado a presión). Es una solución particularmente utilizada en suelos blandos.
- El hincado de pilotes con vibración tiene menor uso, a pesar de los avances en los equipos de construcción.
- Las pilas de desplazamiento han ganado terreno, pero su aplicación está limitada en gran medida a ciertas zonas de Europa, aunque también se usan en Norteamérica y Sudamérica.
- Las pilas siguen siendo el sistema más usado, especialmente cuando se encuentran condiciones del suelo difíciles o heterogéneas. En este grupo se pueden incluir las pilas de hélice continua.

En México, las pilas son la solución de cimentación profunda más utilizada, como se muestra en la Figura 1.4. En este trabajo, se buscará optimizar el diseño de estos elementos, mediante pruebas de carga en pilas.

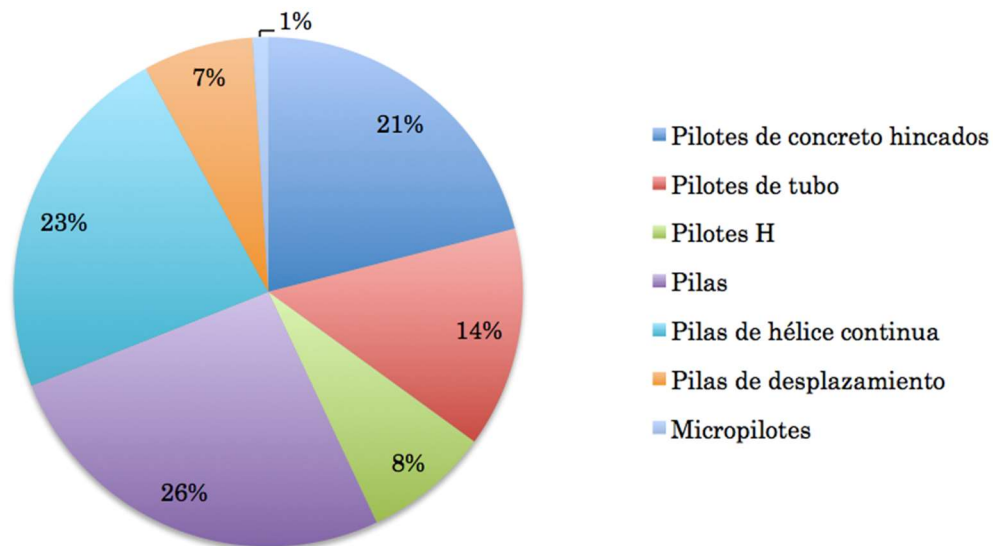


Figura 1.3 Distribución de las cimentaciones profundas en el mundo, modificado de Bottiau (2006).

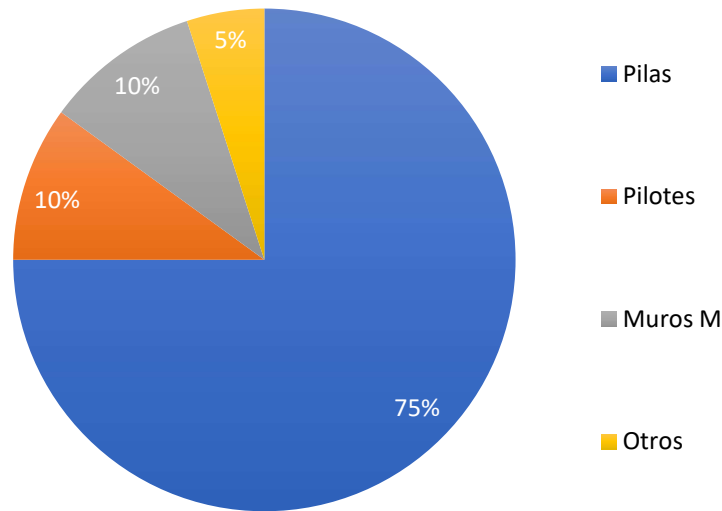


Figura 1.4 Distribución de las cimentaciones profundas en México, Paniagua (2017a).

### 1.1.3 Pruebas de carga

Una prueba de carga es un método experimental para evaluar la respuesta carga-desplazamiento de una pila o de un pilote en condiciones representativas de la cimentación y del suelo (Figura 1.5.). En las pruebas de carga de pilas y pilotes se evalúan además, otros aspectos, incluyendo el tipo de pila o pilote, los materiales utilizados, la resistencia y deformabilidad del subsuelo, y el procedimiento constructivo empleado.

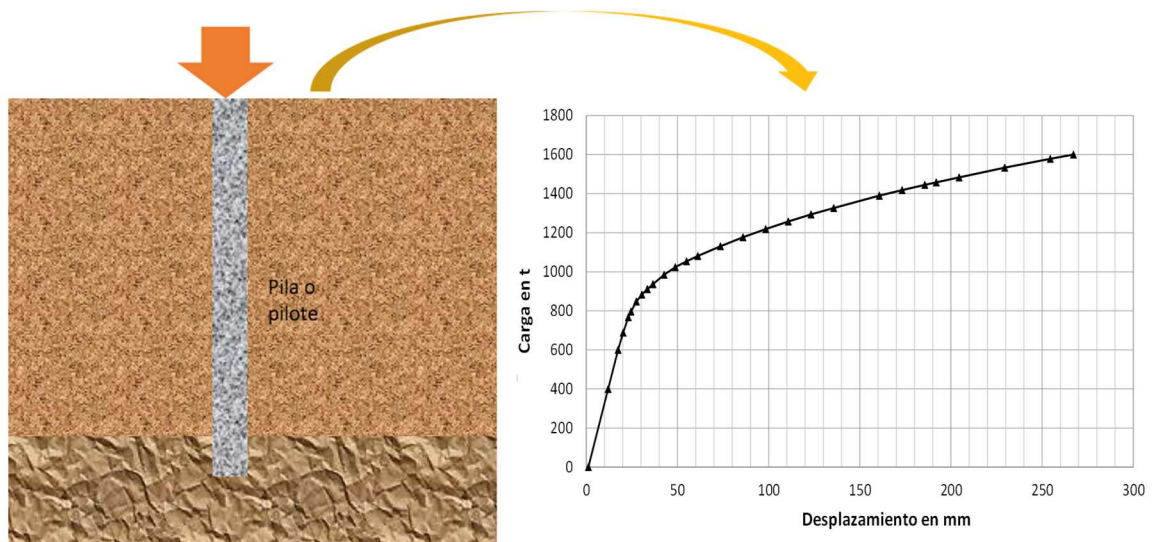
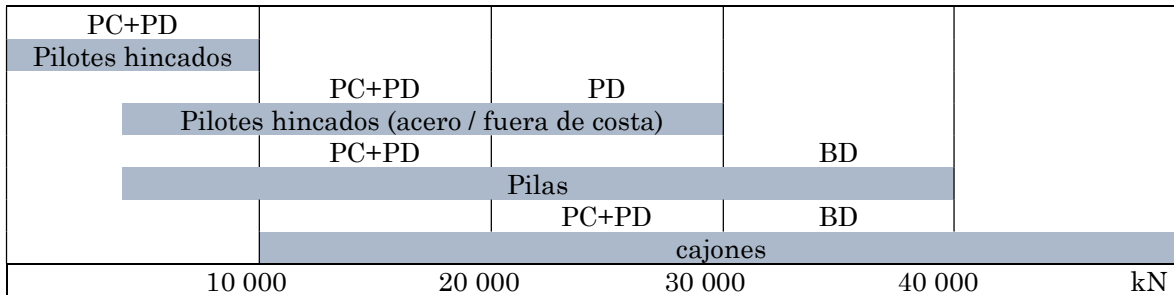


Figura 1.5 Representación esquemática de una prueba de carga.

Las pruebas de carga en los cimientos profundos se justifican debido a que en el cálculo teórico de la capacidad de carga y de los desplazamientos, se adoptan parámetros e hipótesis de diseño que conllevan diferentes grados de incertidumbre, como la caracterización geotécnica de los suelos y especialmente la influencia del proceso constructivo en la respuesta del cimiento. Por lo anterior, es cada vez más común que, en los proyectos de cierta envergadura, como en aquellos de infraestructura y en desarrollos inmobiliarios, especialmente en edificios altos, se lleven a cabo, ya que constituyen una oportunidad para mejorar el diseño de las cimentaciones y los procedimientos de construcción, al mismo tiempo que validan el diseño y fungen como un proceso de control y aseguramiento de calidad (Paniagua e Ibarra, 2011).

Tomando en cuenta el nivel de carga, así como el tipo de cimentación profunda, Yu and Yekong (2013) proponen un intervalo de aplicación de pruebas de carga, que se muestra en la Figura 1.6. Se observa que, para el tipo de cimentaciones más común en México (pilas), a partir de 30 000 kN, los ensayos más convenientes son los realizados con celda bidireccional, aunque otros autores sugieren que la frontera se encuentra más cercana a los 25 000 kN (Fellenius, 2018).



- PC Pruebas de carga convencional (con marcos de reacción)
- PD Pruebas de carga dinámicas
- BD Pruebas de carga con celda bidireccional

Figura 1.6 Diferentes procedimientos constructivos de cimentaciones profundas y pruebas de carga, adaptado de Yu and Yekong (2013).

Las pruebas de carga convencionales, pueden ejecutarse con cargas muy altas (Figura 1.7), pero a un gran costo, y con un alto riesgo de accidentes (Figura 1.8).





Prueba de 4000 t



Prueba de 5700 t

Figura 1.7 Pruebas de carga convencional de gran capacidad, Brown *et al.* (2010).



Figura 1.8 Fallas durante la ejecución de pruebas de carga, FPS (2006).

## 1.2 Objetivos

- Contribuir a una mejor comprensión de la determinación de la capacidad de carga en pilas, tanto por fricción, como por punta, en suelos granulares, utilizando una celda bidireccional. El estudio se realizará utilizando modelos analíticos, modelado numérico, comparándose con resultados de pruebas de carga convencionales y bidireccionales.
- Establecer en México la metodología para la planeación, instrumentación, ejecución e interpretación de los ensayos de carga estática, en pilas de cimentación, con la tecnología de celda bidireccional, en sustitución y complemento a la utilizada actualmente, con marcos de reacción y gatos hidráulicos para aplicar la carga en la cabeza de la pila y pilas o pilotes como anclas.



- Realizar un ensaye a escala natural con una nueva celda de carga bidireccional, en una pila de cimentación, validando los resultados mediante herramientas analíticas y numéricas, que tomen en cuenta las variables más importantes de la prueba.
- Contribuir a una mejor interpretación del ensaye de carga bidireccional, que ya se emplea en algunos países, tomando en cuenta la experiencia derivada de la ejecución de pruebas de carga convencionales en compresión y tensión.

### 1.3 Alcance

En el capítulo 2 se presentan las características generales de las pruebas de carga estática convencionales realizadas, utilizando marcos de reacción en la superficie. Se muestran aspectos relacionados con los procedimientos de carga, de acuerdo con la normatividad existente, así como los diferentes sistemas de reacción, con base en marcos de acero y pilas de reacción. Se comentan brevemente los diferentes tipos de instrumentos que se utilizan para medir la carga y deformación en la cabeza de la pila, así como en el cuerpo de la pila, describiéndose las principales gráficas que representan los resultados obtenidos, así como los criterios de interpretación de carga última. Para la determinación de las fuerzas generadas en el interior de la pila durante una prueba de carga, se incluyen en el Anexo A cuatro métodos para el cálculo del módulo de elasticidad compuesto de la pila, comentándose las principales características de cada uno y un ejemplo en el que se comparan los resultados con diferentes métodos. En el Anexo F se presenta una discusión sobre la transferencia de carga desde la cabeza de la pila, a lo largo del fuste, hasta la punta.

En el capítulo 3 se describen con detalle los elementos que componen las celdas bidireccionales, con énfasis en la celda Osterberg; se presenta una descripción de los instrumentos que se utilizan para la medición de deformaciones, así como el procedimiento de prueba, incluyendo la instalación de la celda y la ejecución de la prueba. Además, se mencionan brevemente otras celdas bidireccionales, y se realizan comentarios sobre este tipo de ensaye. Se hace hincapié en la determinación del módulo de elasticidad de la pila, para la interpretación de la prueba. Se presenta un caso historia en la Ciudad de México, donde se realizaron dos pruebas de carga bidireccional en *barrettes*; se mencionan las propiedades stratigráficas y piezométricas en el sitio, así como el modelo geotécnico. Se describen las características de los *barrettes* de prueba, la instrumentación utilizada, el procedimiento de prueba y se comentan los resultados.

Durante la ejecución de una prueba de carga con celda bidireccional, se carga simultáneamente el suelo hacia abajo (generalmente en la punta) y hacia arriba, desarrollando la fricción lateral. Es conocido que la fricción lateral es diferente cuando se carga hacia abajo (en compresión) que cuando se hace hacia arriba (en tensión). En el capítulo 4 se presentan los antecedentes mediante una recopilación bibliográfica de métodos analíticos y en modelos a escala en laboratorio. Se incluye un estudio que consta de 42 pruebas de carga a escala natural, realizadas en diferentes sitios de la República Mexicana, en tensión y compresión, mediante el sistema de carga convencional con marcos de reacción. Se discuten los resultados, y se proponen valores de factores de resistencia en carga a tensión, para diferentes procedimientos constructivos y condiciones de suelo.

En el capítulo 5, a partir de una investigación bibliográfica, se presentan los diferentes modelos para describir las curvas carga-desplazamiento para fricción (curvas t-z) y para punta (curvas q-z). Se emplean métodos empíricos, así como modelos lineales y no lineales. Además, se muestran ejemplos de aplicación en curvas carga-desplazamiento, comparándolas con curvas tomadas de pruebas de carga convencional en compresión y tensión, así como pruebas bidireccionales.

En el capítulo 6 se presenta una prueba de carga bidireccional realizada en un sitio al Norponiente de la Ciudad de México, denominado Sitio Delta. Se incluyen las características geotécnicas del sitio, que se presentan con detalle en el Anexo B. La prueba se realizó en una pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud. Se presenta el diseño de la prueba de carga bidireccional; en el Anexo C se muestra la construcción de la pila de prueba, y en el Anexo D la fabricación de una nueva celda bidireccional, además de su calibración. Se incluyen croquis detallados para la colocación de la instrumentación en la pila de prueba, así como de la celda de carga bidireccional. Con el objetivo de realizar más ensayos en el futuro, en el Anexo E se propone una metodología para la planeación, implementación y ejecución de pruebas de carga bidireccionales.

Se evaluó la capacidad de carga de la pila con tres modelos analíticos, además de modelado numérico 2D y 3D, comparándose los resultados. Se presentan gráficas con los resultados de la prueba de carga bidireccional, comparándose con el modelado numérico.

Finalmente, en el capítulo 7 se presentan las conclusiones derivadas de este trabajo, así como algunas propuestas de investigación futuras, relacionadas con el tema.

## 2 Pruebas de carga estática convencional

Las pruebas de carga pueden ser parte de la investigación del sitio y/o del diseño de la cimentación al inicio del proyecto, o bien, pueden realizarse posteriormente e incluso durante la construcción, para verificar el diseño adoptado en la solución de la cimentación profunda, ajustar procesos constructivos o como control/aseguramiento de calidad.

La estrategia de una prueba de carga debe establecerse durante la etapa de diseño de la cimentación y puede agruparse en las siguientes categorías (FPS, 2006): validación del diseño, control de calidad, desarrollo de métodos de diseño, e investigación.

El alcance de la prueba dependerá de la complejidad de la solución de cimentación, las condiciones estratigráficas (como las variaciones espaciales), incluidas las condiciones del agua en el subsuelo y el estado de esfuerzos en el terreno, y las consecuencias si las pilas o pilotes no cumplen con los requerimientos del proyecto.

En la Tabla 2.1 se relacionan las características del sitio (condiciones del suelo, edificación y procesos constructivos) con el nivel de peligro y, en consecuencia, con la estrategia de prueba a seguir.

Tabla 2.1 Estrategias para la ejecución de pruebas de carga, FPS (2006)

Características del sitio	Nivel de peligro	Estrategia de la prueba
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Condiciones del terreno desconocidas o complejas.</li> <li>▪ No se cuenta con pruebas de carga cercanas realizadas previamente.</li> <li>▪ Nuevos procesos constructivos o muy poca experiencia constructiva.</li> </ul>	Alto	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Llevar a cabo pruebas de carga preliminares y definitivas.</li> <li>▪ 1 prueba de carga preliminar por cada 250 pilas.</li> <li>▪ 1 prueba de carga definitiva por cada 100 pilas.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Condiciones del terreno conocidas.</li> <li>▪ No existen pruebas de carga realizadas en la zona.</li> <li>▪ Poca experiencia en la construcción de pilas en condiciones similares del subsuelo.</li> </ul>	Medio	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Pueden emplearse ya sea pruebas de carga preliminares y definitivas.</li> <li>▪ 1 prueba de carga preliminar por cada 500 pilas.</li> <li>▪ 1 prueba de carga definitiva por cada 100 pilas.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Condiciones del terreno conocidas.</li> <li>▪ Existen pruebas de carga cercanas al sitio y con condiciones estratigráficas similares.</li> <li>▪ Gran experiencia en la construcción de pilas y pilotes en el sitio de estudio.</li> </ul>	Bajo	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Las pruebas de carga son opcionales.</li> <li>▪ Pueden realizarse pruebas de carga preliminares o definitivas.</li> <li>▪ 1 prueba de carga preliminar por cada 500 pilas.</li> <li>▪ 1 prueba de carga definitiva por cada 100 pilas.</li> </ul>

En proyectos donde se tengan gran número de pilas, el número de pruebas de carga indicadas en la Tabla 2.1 puede reducirse si el diseñador demuestra que existe certeza en las condiciones del suelo y en el método de construcción de las pilas o pilotes. Por ejemplo, Paniagua e Ibarra

(2007) reportan que para una instalación industrial en el delta de un río, se realizó una prueba de carga por cada 500 elementos construidos.

Existe una variedad de pruebas de carga que persiguen objetivos diferentes. Una prueba de carga se puede ejecutar con cargas estáticas axiales a compresión o a extracción, con cargas estáticas laterales o con cargas estáticas combinadas (axial y lateral a la vez); las hay también con carga pseudo estáticas (estático-dinámica) o con carga dinámica (Figura 2.1.).

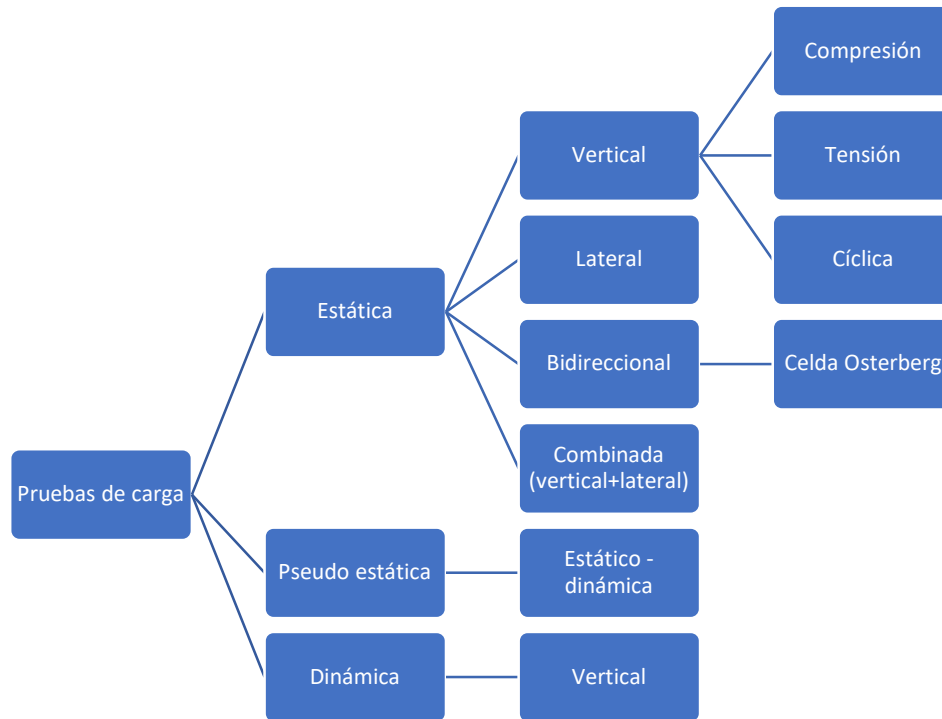


Figura 2.1 Tipos de pruebas de carga en pilas y pilotes, adaptado de Ibarra y Rangel (2017).

En la Tabla 2.2 se muestra un resumen de los tipos de pruebas de carga señalados en la Figura 2.1. En este capítulo se tratará fundamentalmente la prueba de carga estática vertical de compresión.

Las pruebas de carga se deben diseñar teniendo claridad en sus alcances y en los objetivos específicos para el proyecto. Si los objetivos de la prueba se limitan a verificar la capacidad de carga de diseño, a conocer la capacidad de carga última de la pila o la curva carga-desplazamiento en la cabeza, se pueden ensayar pilas instrumentadas únicamente en la cabeza. Si además se requiere conocer y distinguir el aporte de la punta y del fuste, así como las curvas de distribución/ transferencia de carga y aporte por estrato, el programa de pruebas debe contemplar instrumentación en el cuerpo de la pila.

Para las pruebas dinámicas, la calibración con pruebas de carga estáticas es recomendable, para lo que se pueden realizar un número limitado de éstas para fines de correlación con las pruebas dinámicas, siendo estas últimas las que se realizan siempre en mayor cantidad, como lo reportan Paniagua e Ibarra (2007).

Tabla 2.2 Resumen de los tipos de pruebas de la Figura 2.1

Tipo de prueba	Sistema de reacción	Carga máxima	Ventajas	Desventajas
Estática, carga sostenida	Pilas/pilotes de reacción	30 MN (generalmente)	Cualquier tipo de suelo. Sistemas manuales y automáticos disponibles. Se puede instrumentar. Es posible hacer pruebas de tensión y lateral.	Se requiere un sistema de reacción o lastre. El sistema con lastre es relativamente costoso. Maniobras en altura. Larga duración.
	Lastre	3 MN (generalmente)		
	Celda bidireccional	27 MN/celda		
Estática, velocidad de deformación constante	Igual que el anterior	Igual que el anterior	Cualquier tipo de suelo. Sistemas manuales y automáticos disponibles.	Se requiere un sistema de reacción o lastre. El sistema con lastre es relativamente costoso. Limitada a suelos cohesivos. Puede sobre dimensionar la carga última.
Estático-dinámica	Cámara de combustión	30 MN	No requiere sistema de reacción. Ejecución rápida.	Puede requerir calibración con prueba estática. Requiere precaución en suelos cohesivos y yeso. No apta para elementos de más de 40m de largo.
Dinámica	Martillo de hincado o masa en caída libre	3 MN (generalmente) Puede ser mayor, si la masa es de 1-2% de la carga última	Rápida y relativamente económica. Se pueden ensayar pilas y pilotes. Buena correlación con pruebas estáticas en pilas.	Puede requerir calibración con prueba estática. Resultados pueden no ser representativos en suelos que exhiban relajación.

En todos los casos, se recomienda llevar a cabo las pruebas cerca de sondeos geotécnicos detallados a fin de tener certeza en los resultados obtenidos, ya que un aspecto fundamental en el diseño de las pruebas de carga es la predicción teórica del comportamiento carga-desplazamiento de la pila o pilote, a partir de donde se pueden establecer las cargas de diseño, las cargas últimas esperadas, la magnitud de los incrementos de carga y la deformabilidad del sistema pila-suelo, entre otros aspectos. La falta de una estimación previa del comportamiento de la pila puede conducir a una prueba de carga mal programada, con

incrementos de carga grandes, de tal forma que en los primeros incrementos y antes de alcanzar la carga máxima prevista, se pudiera alcanzar una condición de gran desplazamiento asociada a la falla geotécnica de la pila o, por lo contrario, con incrementos de carga muy pequeños que alcancen apenas un pequeño porcentaje de la capacidad de carga real del elemento ensayado.

Se debe señalar que los procedimientos descritos constituyen criterios generales que se pueden modificar o adaptar de acuerdo con el juicio del ingeniero geotécnico a cargo del diseño de las pruebas. Es recomendable que durante el procedimiento elegido se alcance la carga última o bien, al menos el doble de la capacidad de diseño a compresión de la pila. Por su parte, se debe cuidar que la carga máxima aplicada del procedimiento elegido no supere la capacidad estructural del marco de reacción.

### 2.1 Procedimiento de carga axial

Existe una diversidad de procedimientos de prueba para la aplicación de carga en pruebas estáticas ya sean a compresión o tensión. Los procedimientos se pueden clasificar de forma genérica en los de carga controlada, que son los de mayor aplicación, y los de desplazamiento controlado, que requieren mayor control y equipo especializado, por lo que son de uso menos frecuente. Dentro de estos dos tipos de pruebas también se encuentran variaciones en la carga máxima prevista a aplicar, en la magnitud de cada incremento de carga, en la duración de los incrementos, así como en la magnitud de la deformación y velocidad de deformación inducida.

Se considera que las normas más utilizadas para definir los procedimientos de prueba de carga axial a compresión o a tensión, son las desarrolladas por la *American Society for Testing Materials* (ASTM). El contenido de las normas es el siguiente:

Tabla 2.3 Normas ASTM para pruebas de carga en pilas y pilotes

Prueba	Norma ASTM	Contenido
Compresión axial	D-1143	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Alcance</li> <li>2. Documentos de referencia</li> <li>3. Significado y uso</li> <li>4. Aparatos para aplicar carga</li> <li>5. Aparatos para medición de movimiento</li> <li>6. Precauciones de seguridad</li> <li>7. Procedimientos de carga</li> <li>8. Procedimientos para medir movimientos</li> <li>9. Reporte</li> <li>10. Precisión</li> </ol>
Tensión axial	D-3689	
Lateral	D-3966	
Bidireccional	D-8169	
Dinámica	D-4945	
Estático-dinámica	D-7383	

Uno de los aspectos más importantes en la Norma, es la del procedimiento de carga. En las Normas se contemplan los siguientes (Ibarra y Rangel, 2017):

**Procedimiento A-Prueba rápida.** La prueba se realiza con incrementos de carga iguales al 5 % de la carga prevista como carga última ( $Q_u$ ) en intervalos de tiempo constantes (entre

4 y 15 minutos). Cada incremento se aplica inmediatamente después de la toma de lecturas del incremento anterior. La carga se aplica hasta llevar a la pila a la falla geotécnica, pero cuidando no rebasar la capacidad estructural del sistema de reacción o del sistema de carga. El intervalo que se elija entre incrementos de carga deberá mantenerse constante durante toda la etapa de carga. La descarga se realiza con 5 a 10 decrementos, usando el mismo intervalo constante de tiempo que en la etapa de carga.

**Procedimiento B-Carga sostenida.** Se aplica a la pila de prueba una carga acumulada del 200 % de la carga de diseño, con incrementos de carga del 25 % de la carga de diseño ( $Q_d$ ). Cada incremento de carga se mantiene hasta que la velocidad de desplazamiento vertical sea igual o menor que 0.25mm/hr (Figura 2.2), durante 1 hora.

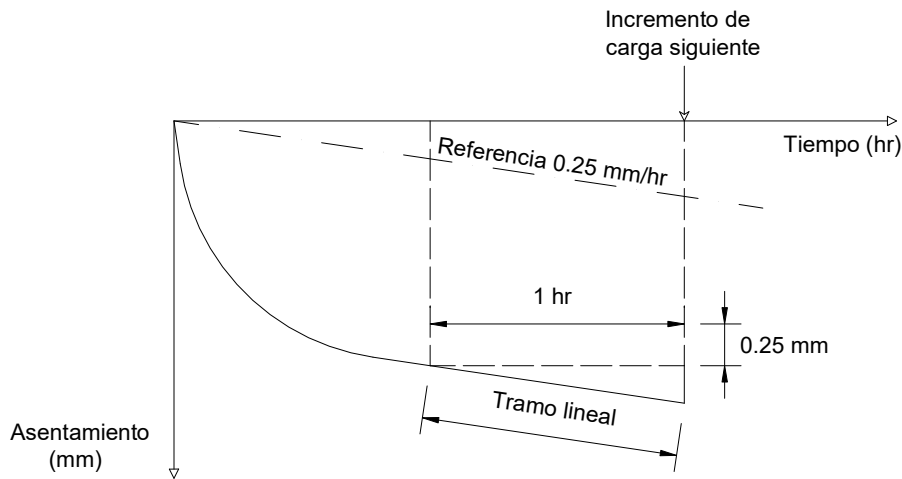


Figura 2.2 Control de la prueba para el procedimiento B, carga sostenida.

Este método se describía en versiones y revisiones anteriores de la norma ASTM, por lo que, durante mucho tiempo, fue el procedimiento más empleado y reconocido como el método “estándar”. La experiencia ha demostrado que incrementos grandes de carga del 25% de  $Q_d$ , hacen difícil el control de la prueba en las etapas finales, e incluso se suele llegar a la falla geotécnica antes de los ocho incrementos (200% de  $Q_d$ ), si no se tiene un cálculo preciso de  $Q_d$ , de tal forma que algunas pruebas pueden resultar con muy pocos puntos para definir la curva carga-asentamiento.

**Procedimiento C-Carga excedente de la sostenida.** Si el sistema de reacción tiene capacidad suficiente y no se alcanzó la falla geotécnica al cabo de los 8 incrementos del procedimiento B, se puede aplicar carga en exceso a la máxima alcanzada ( $2Q_d$ ), atendiendo el siguiente criterio: una vez descargada la pila, se recarga con incrementos del 50% de la carga de diseño ( $Q_d$ ), con tiempo de espera de 20 min entre cada uno, de tal forma que en 80 minutos se tendría la carga de  $2Q_d$  previamente alcanzada. A partir de este punto se aplican incrementos del 10% de la carga  $Q_d$  en intervalos de 20 minutos hasta que se alcance la falla geotécnica o la carga máxima permisible del sistema de reacción. Si la falla ocurre, se debe mantener la carga máxima posible hasta que se alcanza un desplazamiento vertical igual al 15% del diámetro. Si no ocurre la falla, se debe mantener la carga máxima alcanzada durante 2 horas, para luego descargar con cuatro decrementos de igual magnitud con 20 minutos entre ellos.

**Procedimiento D-Intervalos de tiempo constante.** La carga se realiza de manera semejante al procedimiento B, pero aplicando incrementos de carga del 20% de la carga de diseño  $Q_d$  de la pila o del grupo de pilas, con 1 hora entre incrementos y 1 hora entre decrementos, con decrementos de magnitud semejante a los utilizados en la etapa de carga. Para la carga máxima igual al 200% de  $Q_d$  de una pila aislada, se tendrían 10 puntos en la curva carga-desplazamiento, si no se alcanza la falla antes. La etapa de carga y descarga tendría una duración aproximada de 20 horas.

**Procedimiento E-Tasa de penetración constante.** Este procedimiento sólo es recomendable cuando el sistema de aplicación de la carga es mediante gatos hidráulicos con un sistema que permita aplicar, de manera controlada, incrementos o decrementos de presión del sistema, por lo que su uso no es frecuente ya que se requieren controles y ajustes precisos a la presión hidráulica durante toda la prueba (como el descrito por Jaime *et al.*, 1988). La variación de la carga del sistema hidráulico permitirá mantener una velocidad de penetración constante de 0.25 a 1.25 mm/min en suelos cohesivos o 0.75 a 2.5 mm/min en suelos granulares; este criterio se puede modificar por el ingeniero a cargo. En este sentido, se aplica la carga hasta alcanzar una velocidad de penetración constante. Posteriormente, se mantiene la carga máxima aplicada hasta que exista un desplazamiento vertical de 15% del diámetro de la pila.

La velocidad de penetración se controla registrando el cambio de desplazamiento en pequeños incrementos de tiempo, y se ajusta la presión del sistema hidráulico según sea necesario para mantenerla constante. Alternativamente, se puede usar un sistema electrónico que permita el ajuste automático de la velocidad de penetración.

**Procedimiento F-Incrementos de movimiento constante.** Las cargas se aplican de manera controlada para producir un desplazamiento aproximadamente del 1% del diámetro del diámetro de la pila. Se varía la carga de tal forma que se conserva constante el incremento de desplazamiento y no se incrementa la carga hasta que su variación sea menor que 1% de la carga total aplicada por hora. El criterio de falla es que se produzca un desplazamiento equivalente al 15% del diámetro o ancho de la pila.

**Procedimiento G-Carga cíclica.** Los incrementos de carga se realizan de manera semejante al procedimiento B, después de la aplicación de las cargas equivalentes al 50%, 100% y 150% de la carga de diseño de una pila o las cargas equivalentes para 50% y 100% de la carga de diseño para grupos de pilas; se mantiene el último incremento de carga durante 1 hora. Los decrementos se realizan de la misma manera que los incrementos, pero con una duración de 20 minutos entre ellos. Una vez que se terminó la descarga, se recarga ahora con cargas del 50% de  $Q_d$  en intervalos de 20 minutos. Se pueden realizar incrementos adicionales siguiendo los lineamientos descritos en el procedimiento B.

Debe tomarse en cuenta que diferentes procedimientos de carga pueden conducir a resultados diferentes. En la Figura 2.3 se presenta de forma esquemática la comparación de las gráficas carga-tiempo y carga-desplazamiento para los procedimientos A prueba rápida, B carga sostenida y E velocidad constante de penetración. En las gráficas se observa que los procedimientos donde la carga se aplicó con mayor rapidez tienden a mostrar curvas carga-



desplazamiento de mayor rigidez inicial y mayor carga máxima. Lo anterior se deberá tomar en cuenta en la interpretación de los resultados de las pruebas.

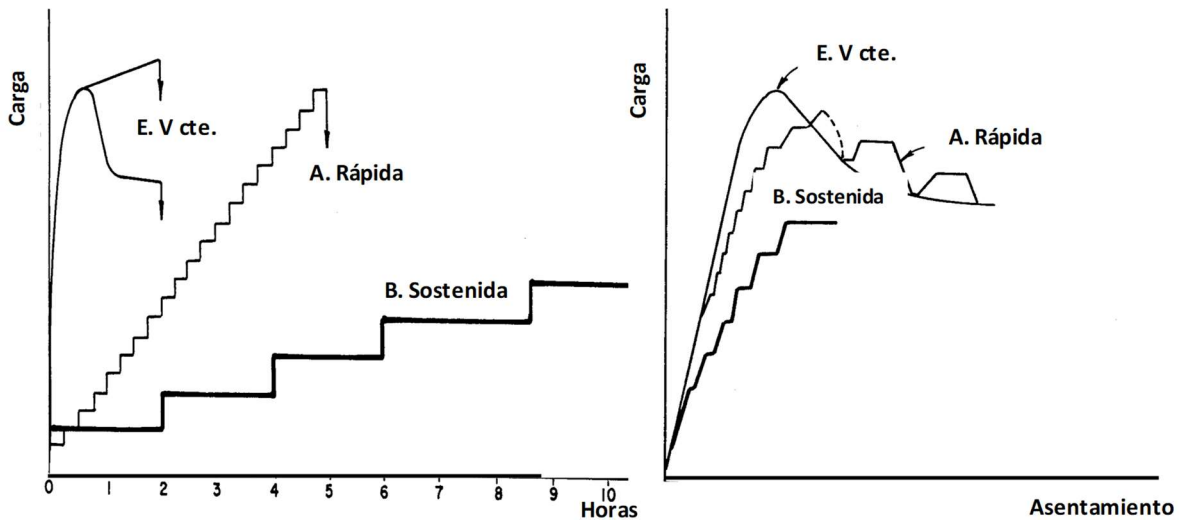


Figura 2.3 Comparación de gráficas carga-tiempo y carga-desplazamiento para diferentes procedimientos de prueba, Ibarra y Rangel (2017).

## 2.2 Arreglos para pruebas de compresión

Los sistemas de reacción para la ejecución de las pruebas de cargas estáticas tienen una variedad de diseños que atienden a la magnitud de la carga aplicada, condiciones del sitio de construcción como el espacio disponible, pilas construidas y compañía ejecutora, entre otros muchos aspectos. Los sistemas de reacción abarcan, desde aquellos que usan una plataforma con lastre para proveer la reacción con peso muerto para la carga aplicada, hasta los que emplean pilas, pilotes o anclas trabajando a tensión, que se conectan a una viga metálica o a una viga de concreto sobre la que reacciona el sistema de carga.

Los sistemas que usan lastre como reacción, son una alternativa cuando no es posible instalar pilas o pilotes de reacción. Para ello, se coloca una plataforma estable sobre el cabezal de la pila o pilote de prueba; sobre la plataforma se coloca lastre en forma geoméricamente regular y equilibrada, generalmente bloques de concreto, vigas metálicas o cualquier otro material que permita estibarse de forma estable sobre la plataforma, hasta acumular, en conjunto, un peso de al menos del 110% al 120% de la carga de prueba a aplicarse.

El sistema con pesos muertos requiere áreas grandes debido a las dimensiones de la plataforma que soporta la carga (Figura 2.4.). Adicionalmente, este sistema requiere tiempo para la colocación y desmontaje del peso muerto, como grúas para el montaje y transporte para descarga y retiro de los bloques o vigas, por lo que se suele usar sólo como una alternativa en caso de no poder aplicar la carga con otro sistema, como los que se describen a continuación.



Figura 2.4 Sistemas de reacción con lastre, Fellenius (2005).

De uso más generalizado son los sistemas de cilindros (gatos) hidráulicos para la aplicación de la carga, cuya reacción la provee un marco estructural formado por vigas y barras, de acero o de concreto, anclado al terreno circundante mediante pilas, pilotes o anclas dispuestos en arreglos geométricos generalmente simétricos. El uso de sistemas hidráulicos y marcos de reacción permite aplicar cargas de mayor magnitud que el sistema con pesos muertos anteriormente descrito.

En la Figura 2.5 se muestra un ejemplo del sistema de reacción empleado para probar pilas de cimentación en un puente en el Golfo de México (Paniagua *et al.*, 2019), en el que se distinguen las pilas de reacción, la pila de prueba, las vigas de reacción y las barras de conexión entre las pilas de reacción y la viga de reacción.

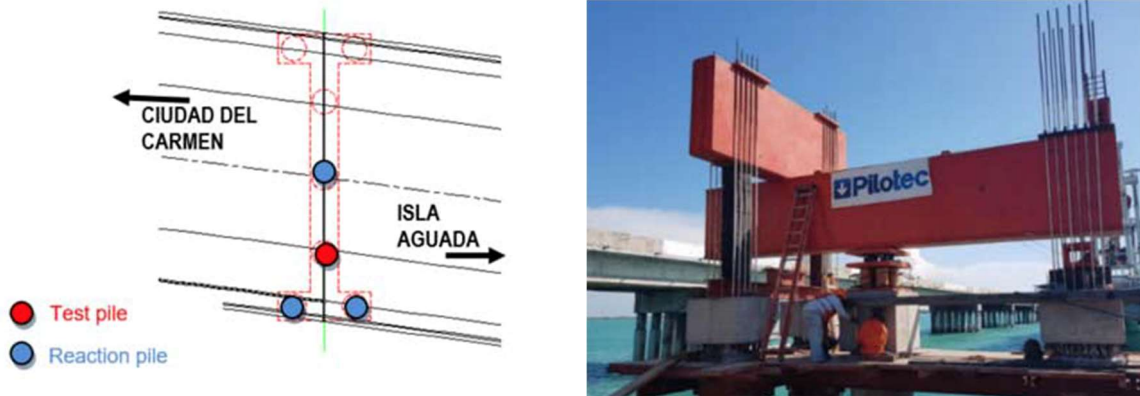


Figura 2.5 Sistema de reacción a compresión con tres pilas ancla, Paniagua *et al.* (2019).

No obstante, es preferible contar con arreglos que, en planta, formen un cuadrado o un rectángulo con las pilas de reacción ya que, por una parte, se trata de sistemas con mayor estabilidad y por la otra, permiten tener mayor distancia entre los elementos de reacción y el pilote o pila de prueba, lo cual es fundamental para minimizar la influencia del campo de esfuerzos generado entre los elementos trabajando a extracción y la pila de prueba trabajando a compresión.



desplazamiento asociado, o bien incluir sensores embebidos en el cuerpo de la pila y en su punta, para obtener las cargas en secciones de diferentes profundidades de la pila, para el caso de pruebas de carga axial de compresión o de tensión.

### *2.3.1 Instrumentación en la cabeza de la pila*

En el cabezal de la pila de prueba se colocan instrumentos para medir desplazamientos y carga. Los instrumentos de medición pueden ser de lectura manual, o sensores con sistema automático de adquisición de datos, o una combinación de ambos. En todos los casos, es recomendable contar con al menos dos sistemas para medir los desplazamientos y dos sistemas para medir la carga, para control de la prueba y por principio de redundancia de datos.

Los desplazamientos en el cabezal de la pila de prueba pueden registrarse con los instrumentos siguientes (Figura 2.7):

- Transductores de desplazamiento. Se colocan sobre el cabezal, dos por lo general diametralmente opuestos, para obtener un valor medio de ambas mediciones. Los transductores deben ser de carrera larga, de al menos 4 pulgadas (10.0 cm aproximadamente), y deben contar con calibración reciente, generalmente no mayor a un año previo a la ejecución de la prueba. Los transductores se soportan mediante bases magnéticas fijas a la viga de referencia. La pata del transductor se puede colocar atornillada a una placa o barra fija al cabezal, aunque es mejor dejar caer libremente el vástago del transductor sobre una superficie de vidrio pegada con silicón al cabezal, para evitar la flexión de la pata por movimientos laterales de la pila de prueba.
- Indicadores de carátula. De manera alternativa o complementaria a los transductores de desplazamiento, pueden usarse indicadores de carátula, popularmente conocidos como micrómetros. Los indicadores se colocan igualmente con bases magnéticas apoyadas en la viga de referencia, en los extremos del cabezal. El vástago del indicador se apoya libremente sobre un vidrio pegado al cabezal. Los indicadores de carátula resultan muy útiles en campo para sensibilizarse sobre la magnitud de los movimientos en diferentes etapas de prueba, ya que es posible verificar visualmente la velocidad del movimiento a través de las manecillas del indicador.
- La viga de referencia sobre la que se fijan los transductores y/o indicadores, debe estar libremente apoyada en sus extremos; los apoyos se anclan fuera del área de influencia de los movimientos de la pila de prueba y de los elementos de reacción. La viga de referencia suele ser una armadura metálica o montenes con la rigidez suficiente para minimizar las vibraciones por viento. Es recomendable protegerla con material aislante y reflejante, para minimizar los cambios de longitud por temperatura.
- Escala graduada, con un alambre a tensión y espejo. Este es un método para medición de desplazamientos de menor resolución que los dos anteriores, pero que resulta muy útil para registrar la historia de desplazamientos de forma continua cuando existen grandes movimientos, especialmente cuando se agotan las carreras de los transductores y/o indicadores de carátula que requieren ajustes para continuar sus registros. La escala graduada debe tener resolución de 1 mm, montada sobre un espejo pegado lateralmente



al cabezal de la pila de prueba. La referencia para la toma de lecturas es a través de un hilo tenso, atado a los extremos de la viga de referencia. El espejo sirve para evitar el error de paralaje al momento de tomar las lecturas.



Transductor de desplazamiento e indicadores de carátula



Indicador de carátula



Espejo y escala graduada

Figura 2.7 Instrumentos para medir deformaciones en la cabeza de la pila.

- Referencias topográficas. Paralelamente a los sistemas de medición anteriores, es recomendable llevar un registro topográfico de precisión de los movimientos, no únicamente de los propios del cabezal de la pila de prueba, sino también de las pilas de reacción y de puntos de control en el marco de reacción (vigas secundarias, viga de reacción principal), como medida de seguridad para monitorear deflexiones en elementos estructurales y alertar sobre deformaciones excesivas, en su caso.

La carga aplicada en el cabezal de las pilas se registra comúnmente mediante celdas de carga colocadas entre placas de acero rígidas sobre el cabezal de la pila de prueba. Un sistema redundante a este es el de las lecturas manométricas de la presión de los gatos aunadas al conocimiento del área de los pistones de los gatos del sistema, que permiten prever el valor aproximado de las presiones en la bomba hidráulica para el control de los ensayos (Figura 2.8). Al igual que todos los instrumentos de medición, las celdas de carga empleadas deben tener una calibración reciente.



Figura 2.8 Gatos hidráulicos para la aplicación de la carga en la cabeza (en amarillo), celdas de carga (en azul) y manómetro para medir la presión en el sistema hidráulico.

La información resultante de los instrumentos electrónicos —transductores de desplazamiento y celdas de carga— es recopilada en colectores de datos, manuales o automatizados, como se muestra en la Figura 2.9. Es común vaciar estos datos en tiempo real a una computadora portátil, para graficar al mismo tiempo los resultados y observar el comportamiento durante el desarrollo de la prueba.



Automatizado



Manual

Figura 2.9 Colectores de datos electrónicos.

### 2.3.2 Instrumentación en el cuerpo de la pila

- a) Deformímetros resistivos y deformímetros de cuerda vibrante

Para registrar deformaciones en concreto o acero, que se traducen durante el post proceso en valores de carga a diferentes profundidades de la pila de prueba, se usan sensores llamados deformímetros para acero o para concreto que registran microdeformaciones unitarias ( $\epsilon \times 10^{-6}$ ) en el acero de refuerzo o en el concreto de la pila. Los sensores se colocan en diferentes secciones, por pares diametralmente opuestos, para conocer, en cada etapa de prueba, la microdeformación unitaria media de diferentes secciones y contar con la distribución de la carga con la profundidad de la pila.

De acuerdo con su principio de operación, los deformímetros puede ser de cuerda vibrante (VW) o sensores resistivos conocidos como *strain gages* (SG) y pueden ser para embeberse en el concreto durante el colado de la pila, o bien, para adosarse al armado del refuerzo principal. En las Figuras 2.10 y 2.11 se muestran estos sensores.



Deformímetro de cuerda vibrante, *sister bar*



Deformímetro ahogado en concreto

Figura 2.10 Deformímetros ahogados en concreto, Paniagua *et al.* (2008).



Figura 2.11 Deformímetros soldados al acero de refuerzo, Paniagua *et al.* (2008).

b) Barras testigo (*tell-tales*)

Unos instrumentos muy simples en su construcción y colocación son las barras testigo o *tell-tales*, que brindan datos sobre la compresión del concreto que ocurre entre su punta (colocados a diferentes profundidades) y el cabezal, ante la aplicación de cargas axiales (Figura 2.12).



Para construir las barras testigo, durante el habilitado del acero de refuerzo se colocan varillas roscadas de acero que se tienden desde el cabezal y hasta la punta y a profundidades intermedias. Cada varilla se coloca dentro de un tubo de PVC, taponando su extremo de forma tal que no penetre el concreto durante el colado. Durante la prueba de carga, la varilla refleja la deformación entre los puntos extremos de la misma; es decir, entre cierta profundidad de la pila y el cabezal. A la punta saliente de cada una de las varillas sobre la superficie del cabezal se le rosca una tapa, misma que recibe la reacción de un resorte precomprimido, con lo que se mantiene una tensión sobre cada varilla. El sistema asegura la medición de deformaciones que sufre el cuerpo de la pila entre el cabezal y cada profundidad hasta donde se suelda el extremo inferior. Sobre las tapas roscadas se apoya el vástago de micrómetros o transductores.

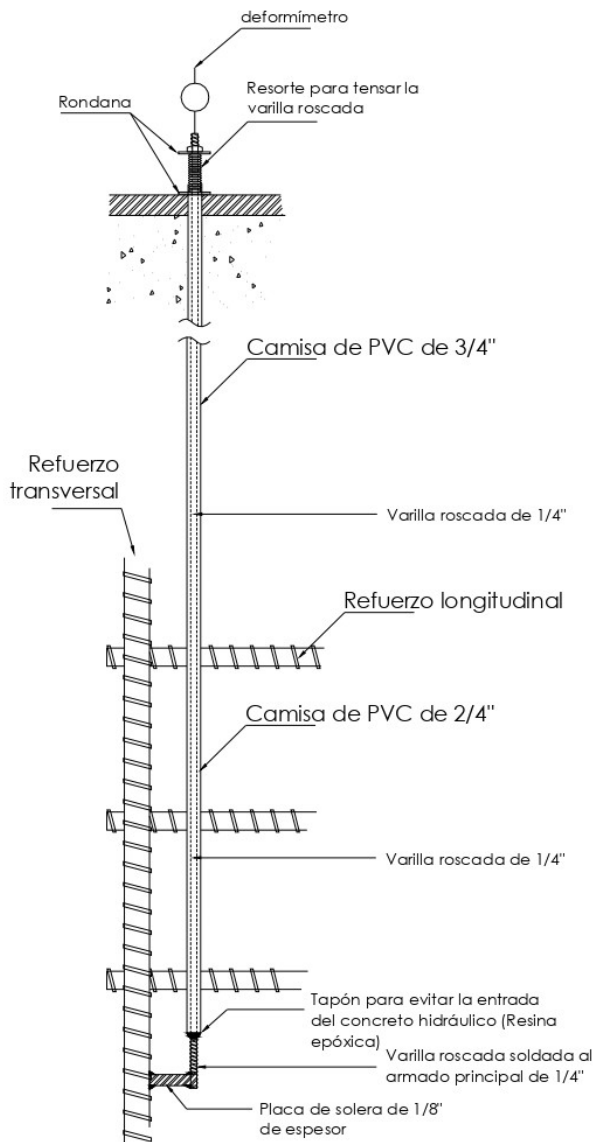


Figura 2.12 Barras testigo (*tell-tales*), Paniagua *et al.* (2008).



c) Extensómetros recuperables

La medición de deformaciones en diferentes profundidades de la pila de prueba se puede realizar mediante extensómetros recuperables; éstos son instrumentos que se introducen en un barreno o tubería previamente preparado en la pila de prueba y consta de varias anclas que se fijan a las paredes a diferentes profundidades. El acortamiento o extensión de la pila entre anclas, se mide con los extensómetros, por lo que, conocidas las distancias de separación entre anclas y la deformación registrada, es posible conocer la deformación unitaria entre secciones.

Su colocación requiere cierto cuidado y experiencia, pero estos instrumentos son una magnífica herramienta para instrumentar el cuerpo de la pila, ya que son tan precisos como los deformímetros eléctricos o de cuerda vibrante y tienen la gran ventaja de que son recuperables. Existen extensómetros recuperables en el mercado cuyas anclas trabajan con un sistema neumático y los desplazamientos entre secciones se registran con transductores de desplazamiento de cuerda vibrante que resultan muy prácticos de colocar. En la Figura 2.13 se muestran los extensómetros recuperables, así como los preparativos previos a la inserción dentro de una pila de prueba.



*Geokon*



*LCPC*



Figura 2.13 Extensómetros recuperables.

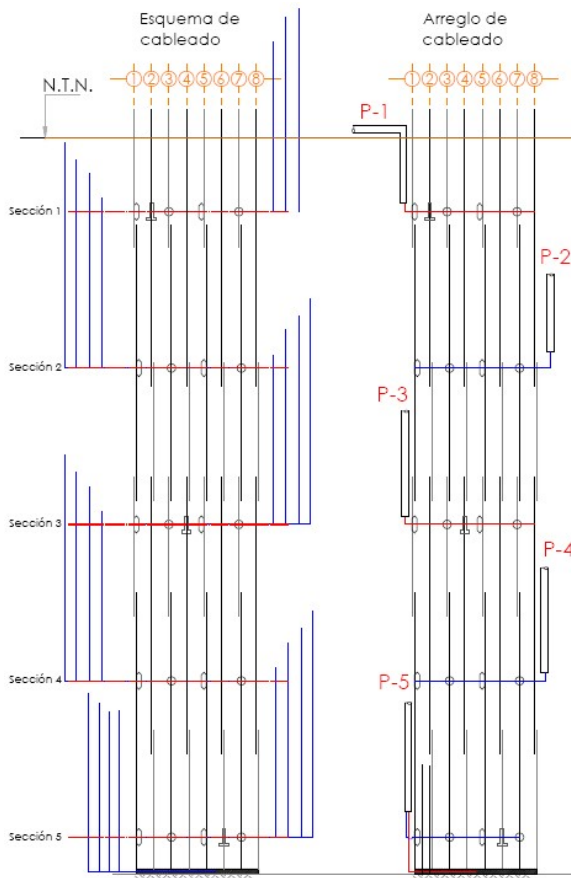
d) Celdas de carga para la punta

La carga registrada en la punta es uno de los valores fundamentales a medir. Ésta se puede calcular de forma aproximada con deformímetros colocados cercanos a la punta. En otras experiencias, se han fabricado celdas de carga que se colocan directamente en la base del armado para registrar, de forma directa, la carga de apoyo durante las pruebas de carga, (Figura 2.14). Si bien con esta celda se tiene datos certeros de la carga en la punta, la experiencia ha mostrado que su construcción requiere mucho detalle y su colocación en la perforación requiere una maniobra de gran cuidado, debido al peso de la celda y a la flexión del armado.



Figura 2.14 Celda de carga en la punta de la pila, Ibarra *et al.* (2008).

Finalmente, es necesario hacer un levantamiento detallado de la posición final de los diferentes instrumentos, buscando el principio de redundancia en la adquisición de datos, para cada nivel de instrumentación, como se muestra en la Figura 2.15.



### Instrumentación:

*strain gages* ahogados en concreto  
*strain gages* soldados al acero de refuerzo  
 barras testigo (*tell-tales*)

Figura 2.15 Ejemplo de un plano de taller para la instalación de instrumentos en cinco niveles diferentes, Paniagua *et al.* (2008).

### 2.4 Interpretación de resultados

La presentación de los resultados de las pruebas de carga debe facilitar su correcta interpretación; para ello, conviene usar gráficas donde se represente la siguiente información:

**Gráficas carga-asentamiento.** Representan la información más importante que se obtiene de una prueba de carga. En la Figura 2.16 se muestra un ejemplo de varias curvas de este tipo. A su vez, el dato de mayor relevancia es la carga última que se determina del trabajo del sistema pila-suelo, con el desplazamiento asociado a esa carga.

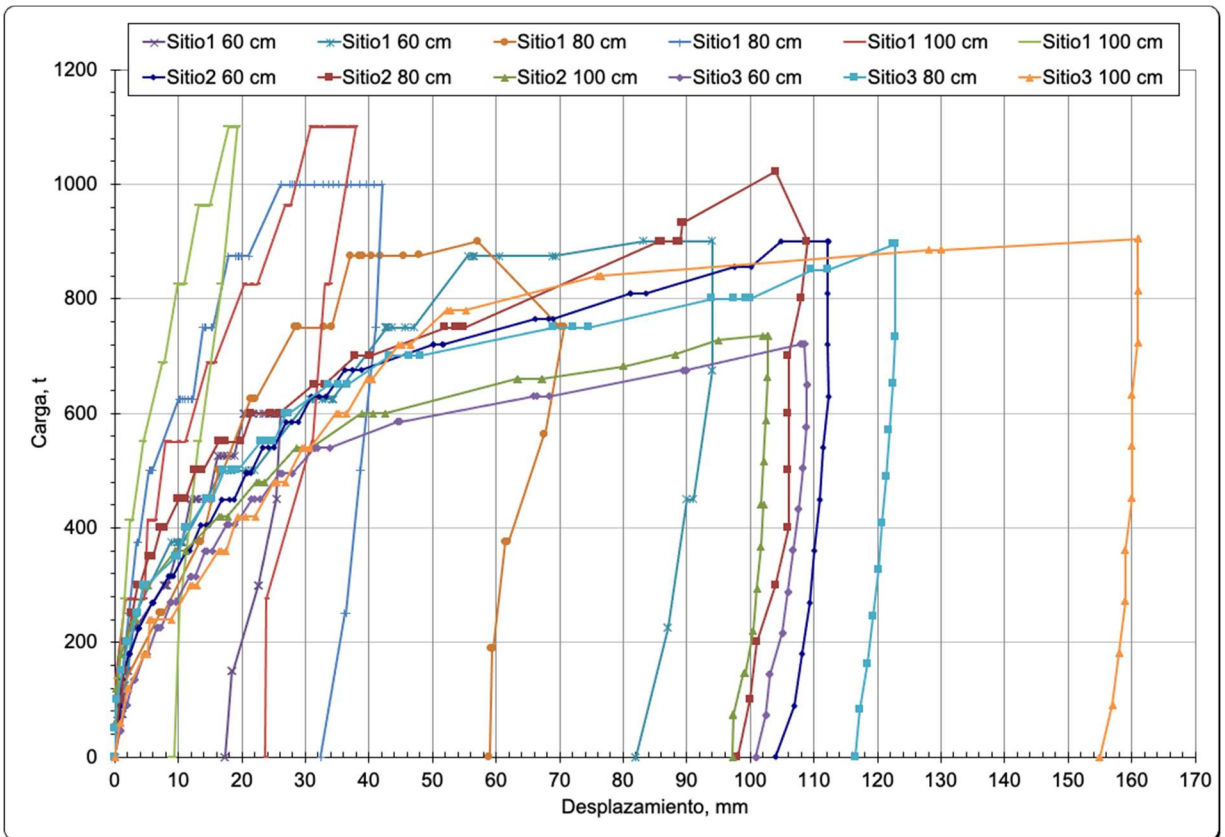


Figura 2.16 Gráficas carga-aseñamiento para doce pruebas de carga a compresión, Paniagua y Alemán (2021).

Se observan diferentes tipos de curvas; en algunas es posible determinar directamente la carga última, pero en otras no es claro. Hirany y Kulhawy (1989), describen diferentes tipos de curvas carga-desplazamiento, que se muestran esquemáticamente en la Figura 2.17.

Para los casos donde no sea posible establecer con claridad el valor de la carga última, por ejemplo, cuando se tengan curvas del tipo C y E, y aun en aquellos donde pueda identificarse de forma visual, existen criterios de falla basados en métodos gráficos que permiten extrapolar la carga última, o determinarla a partir de los datos de la curva, de forma sistemática, consistente y menos subjetiva. La descripción detallada de estos métodos está fuera del alcance de este trabajo, pero puede consultarse en Ibarra y Rangel (2017). En la Figura 2.18 se presenta un ejemplo de interpretación con varios de estos métodos.

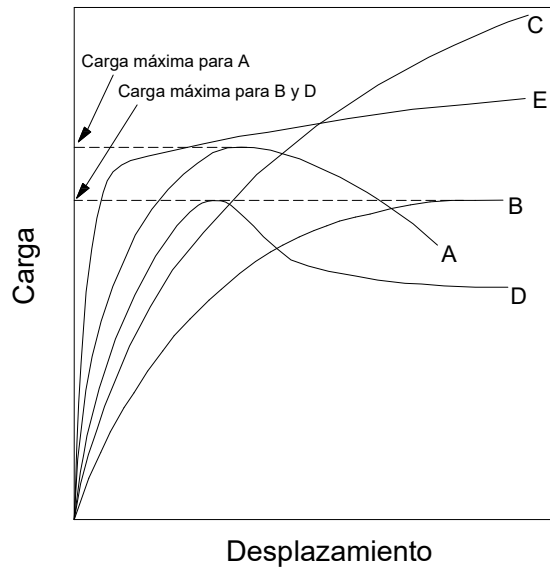


Figura 2.17 Formas típicas de curvas carga-desplazamiento, adaptado de Hirany y Kulhawy (1989).

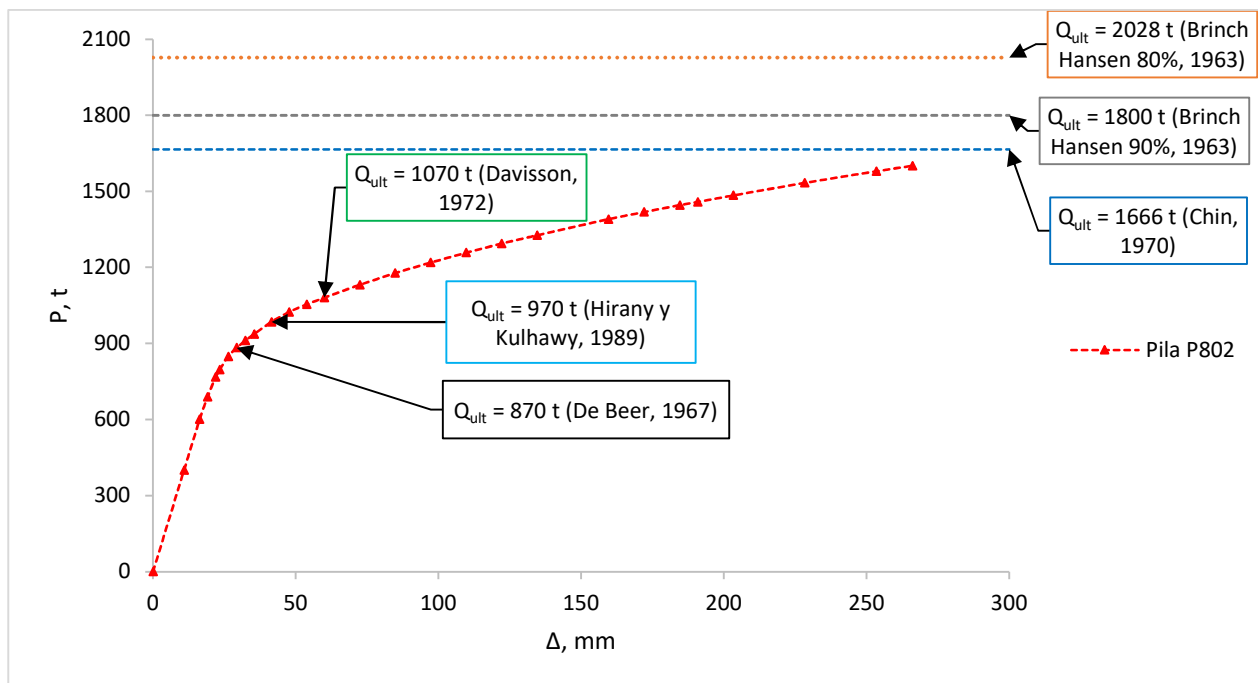


Figura 2.18 Cargas últimas obtenidas a partir de diferentes métodos, Ibarra y Rangel (2017).

Del resumen de resultados mostrado en la Figura 2.18 y en la Tabla 9.6, se observa que al emplear métodos de interpretación (Davisson; De Beer y Hirany y Kulhawy) se obtienen valores de la carga última similares entre sí, mientras que los métodos de extrapolación, se agrupan en otro conjunto de valores similares entre sí.

Tabla 2.4 Consideraciones y resumen de resultados obtenidos para los métodos, para determinar la carga última, adaptado de Ng *et al.* (2013) por Ibarra y Rangel (2017)

Criterio	Consideraciones	Expresión	Método	Q <sub>ult</sub> , t
Brinch Hansen (1963) "Criterio 90%"	Relación hiperbólica esfuerzo-deformación	$\Delta_Q = 2 \times \Delta_{0.9Q}$	Extrapolación	1800
Brinch Hansen (1963) "Criterio 80%"	Relación hiperbólica esfuerzo-deformación	$\Delta_Q = 4 \times \Delta_{0.8Q}$	Extrapolación	2028
De Beer (1967)	La carga de falla corresponde a la intersección de dos líneas rectas en doble escala logarítmica de la curva esfuerzo-deformación	----	Gráfico	870
Hirany y Kulhawy (1989)	La carga de falla está definida por el punto en el cual la curva carga-desplazamiento vuelve a ser lineal después de la región lineal inicial seguida de la región de transición curva	$\Delta_M < 4\% d$	Analítico	970
Chin (1970)	Relación hiperbólica esfuerzo-deformación	$\Delta/P = m\Delta + c,$ carga última = $1/m$	Extrapolación	1666
Davisson (1972)	Considera los desplazamientos requeridos para causar la fluencia del suelo en la punta de la pila	$\Delta_M < PL/AE + 0.15in + Q_{tip}$	Analítico	1200

**Gráficas carga-asentamiento-tiempo.** En estas gráficas se muestra la variación con el tiempo de la carga y el asentamiento durante la prueba. En la Figura 2.19 se presentan ejemplos de estas dos representaciones. Estas gráficas son útiles cuando se interpreta el comportamiento del sistema pila/pilote-suelo: en suelos granulares la respuesta es menos dependiente del tiempo, respecto de la respuesta en suelos cohesivos.

**Curvas de distribución de carga vs. profundidad.** Se obtienen a partir de la interpretación de los registros de los instrumentos del cabezal y de los deformímetros dispuestos en el cuerpo de las pilas o pilotes de prueba instrumentados. A partir de los registros de la micro deformación unitaria  $\varepsilon$  (deformación unitaria por  $10^{-6}$ ), obtenidos de los deformímetros dispuestos en las diferentes secciones instrumentadas, es posible deducir la carga vertical recibida en cada sección durante los incrementos de carga de la prueba de compresión axial. La carga vertical en cada sección se calcula con la siguiente expresión:

$$P = AE_{\text{comb}}\varepsilon \quad (2.1)$$

donde:

- P carga vertical en la sección de la pila instrumentada
- A área transversal de la sección instrumentada



$E_{comb}$  módulo elástico combinado del área de concreto y del área de acero de la sección; se obtiene utilizando el procedimiento presentado en el Anexo A

$\varepsilon$  deformación unitaria media de la sección (valor medio de los registros de los deformímetros de la sección)

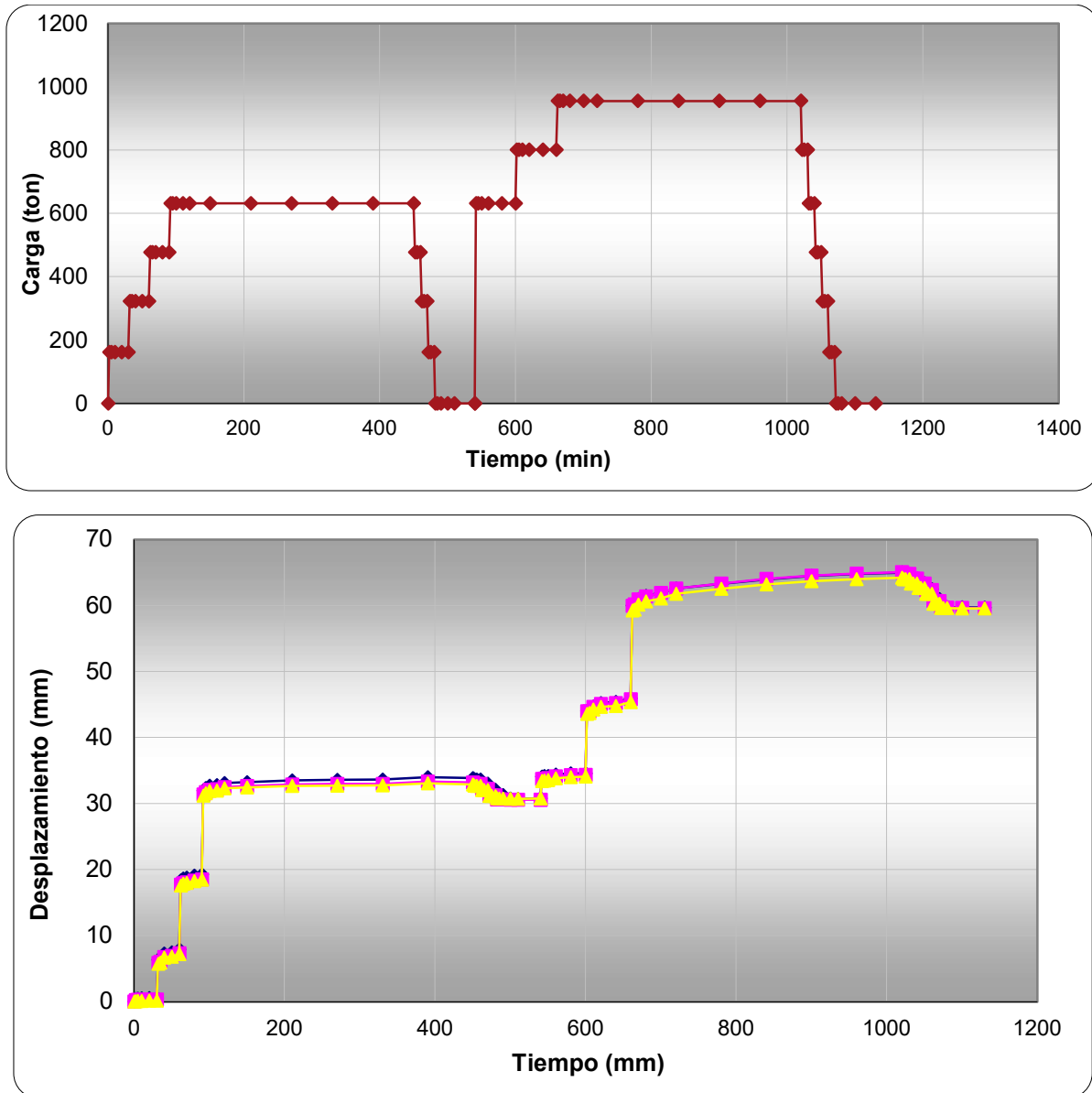


Figura 2.19 Gráficas carga vs. tiempo y desplazamiento vs. tiempo, datos de Pilotec (2015b).

A partir del cálculo de la carga vertical en las secciones instrumentadas para diferentes incrementos de carga de la prueba, se construyen las curvas de distribución de cargas con la profundidad de la pila, conocidas como curvas t-z. Estas curvas permiten estudiar el comportamiento de la pila durante todo el proceso de carga y descarga, incluyendo el trabajo del fuste y la contribución por estrato a la capacidad de carga por fricción, la capacidad de

carga total por fuste, la resistencia de punta movilizada. En la Figura 2.20 se muestra un ejemplo de estas curvas.

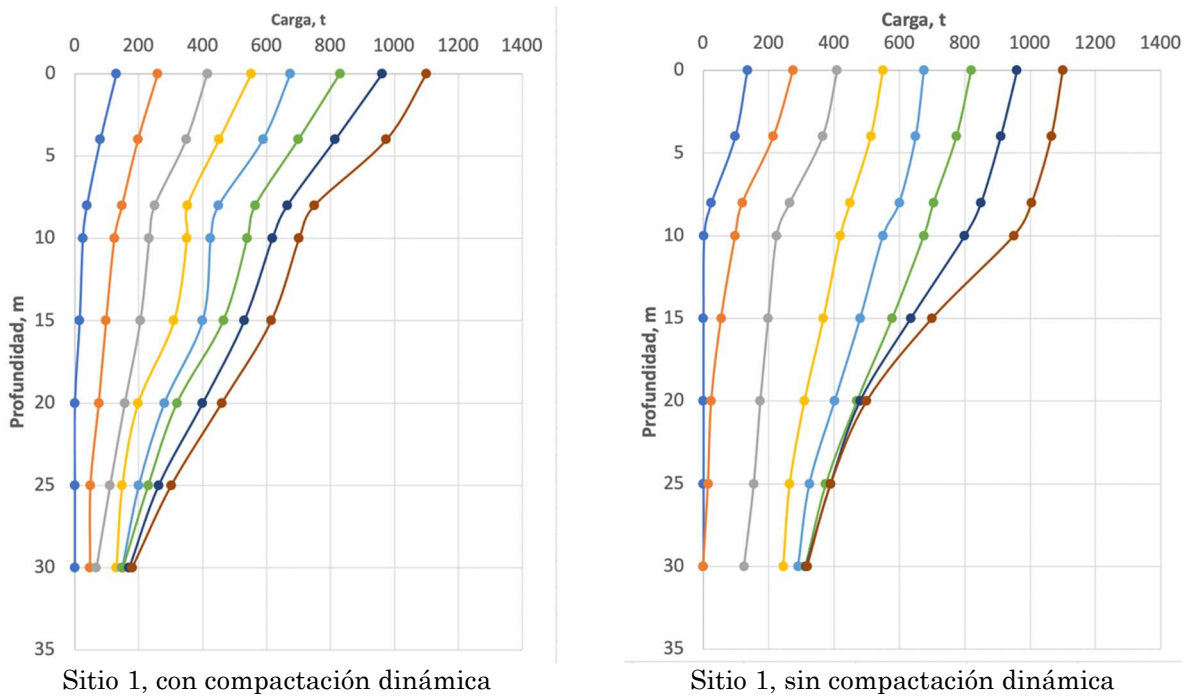


Figura 2.20 Curvas de transferencia de carga, para una pila de 100 cm de diámetro y 30 m de longitud, Paniagua y Alemán (2021).

### 2.5 Comentarios

Las ventajas de realizar pruebas de carga con el objetivo de optimizar los recursos en el diseño y la construcción de cimentaciones profundas han sido reportados extensamente: Likins (2004), Skirrow and Wang (2008), Glisson *et al.* (2017). Sin embargo, su costo puede elevarse hasta volver poco atractivo el ahorro generado. Para lograr esto, es necesario tener claros los objetivos de las pruebas (FPS, 2006), y evitar problemas como:

- Tiempo insuficiente para la planeación, diseño y ejecución de las pruebas y para evaluar sus resultados.
- Las condiciones de las pruebas de carga no son representativas de las pilas de cimentación definitivas.
- Procedimiento de pruebas inapropiado para las condiciones del cimiento de prueba y/o del equipo disponible de aplicación de cargas y de medición.
- La prueba no alcanza la carga de falla o carga última.
- No se prevé realizar ingeniería de valor a partir de los resultados de las pruebas.

Se han realizado pruebas de carga después de que se ha construido la cimentación, e inclusive con parte de la estructura en proceso de construcción (Pilotec, 2016a; Paniagua *et al.*, 2019), lo cual no permite la optimización del diseño o de la construcción de la cimentación.



El momento para realizar las pruebas de carga puede variar: en la fase de diseño; al inicio de la construcción; durante la producción. Ejecutar las pruebas de carga en cada etapa conlleva ventajas y limitaciones, como se observa en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Resumen de ventajas y limitaciones de realizar pruebas de carga en diferentes etapas del proyecto, Brown *et al.* (2010)

Ventajas	Limitaciones
<i>Etapa: fase de diseño</i>	
<p>Los resultados de las pruebas se pueden implementar y se obtiene un diseño optimizado.</p> <p>Se pueden realizar pruebas comparativas de diferentes procedimientos constructivos.</p> <p>Se reducen problemas constructivos para los futuros contratistas, disminuyendo posibles reclamos.</p> <p>Se acorta el programa de construcción, ya que se inicia con las pilas de producción terminando las pruebas, suponiendo que se utilice el mismo procedimiento constructivo en ambos casos.</p>	<p>Se requiere preparar un contrato separado para la ejecución de las pruebas.</p> <p>Se requiere tiempo adicional para las pruebas.</p> <p>Los costos de una movilización y permisos pueden ser significativos, dependiendo de las condiciones del sitio: en agua, interferencias subterráneas, desvíos de tráfico.</p> <p>Algunos constructores pueden tener poco interés en el contrato de pruebas, si es de poco monto, y consideran tener una ventaja competitiva que prefieren conservar confidencial.</p> <p>La ejecución de las pilas de prueba puede variar respecto de las de producción si se cambia el procedimiento constructivo.</p>
<i>Etapa: inicio de la construcción</i>	
<p>Beneficios en el diseño, derivados del uso de factores de resistencia más altos, asociados con las pruebas de carga.</p> <p>No se requiere una movilización o contrato por separado. Las pruebas se pueden incorporar a las especificaciones del proyecto.</p> <p>Se presenta una oportunidad para evaluar un procedimiento constructivo específico, y su efecto en el desempeño.</p> <p>Los resultados se pueden traducir en ajustes de la longitud de las pilas.</p>	<p>No es práctico hacer modificaciones importantes al diseño, y no hay oportunidad de ensayar sistemas de cimentación alternativos.</p> <p>Los beneficios derivados de ajustar la longitud de las pilas son menores, respecto a los que se obtendrían si las pruebas se hubieran hecho antes.</p> <p>El tiempo requerido para ejecutar las pruebas al inicio del proyecto puede impactar en el programa general.</p> <p>Generalmente hay poco tiempo para evaluar los resultados, ya que puede ocasionar retrasos.</p> <p>El constructor debe considerar el escenario más desfavorable, relacionado con el tamaño del equipo, anticipando los posibles resultados de las pruebas.</p>
<i>Etapa: producción</i>	
<p>Puede justificar el uso de factores de resistencia más altos en el diseño.</p>	<p>No es práctico hacer cambios al diseño, una vez que se han construido las pilas.</p>

No se requiere una movilización o contrato por separado. Las pruebas se pueden incorporar a las especificaciones del proyecto.	Los costos asociados a una prueba desfavorable se reflejan en una solución más conservadora y costosa.
Se presenta una oportunidad para evaluar un procedimiento constructivo específico, y su efecto en el desempeño.	Si se presenta un resultado desfavorable, es posible que se requiera un ajuste a la cimentación de producción.
Impacto mínimo en el programa.	Se deben tomar en cuenta posibles efectos a las pilas de producción, debido a las pruebas de carga.
Se puede realizar una prueba en una pila cuestionada, para verificar su calidad.	La magnitud de las cargas requeridas en pilas de producción pueden resultar imprácticas.

En cuanto al número de pruebas sugerido, en la Tabla 2.2 se muestra el criterio propuesto por FPS(2006). Por otro lado, se han propuesto metodologías probabilísticas (Skirrow and Wang, 2008) para determinar el número óptimo de pruebas de carga en un proyecto, pero no se consideran concluyentes. Considérense los datos presentados en la Tabla 2.6, para un universo de 100 elementos:

Tabla 2.6 Probabilidad de seleccionar al menos un elemento defectuoso

Nº de elementos defectuosos	Nº de elementos ensayados	Probabilidad de elegir al menos un elemento defectuoso
2	2	0.04
2	5	0.10
2	10	0.18
2	20	0.33
10	2	0.18
10	5	0.41
10	10	0.65

Se observa que, inclusive para un número alto de elementos defectuosos, la probabilidad de ensayar alguno de esos elementos es realmente baja. Por este motivo, se sugiere que las pruebas de carga (en etapa de producción) se realicen después de haber realizado otro tipo de pruebas a una pila que no cumpla con las especificaciones o se sospechen defectos durante el proceso constructivo, como pruebas de integridad, evitando utilizar las pruebas de carga como un método de control de calidad, prefiriéndose únicamente como un procedimiento de aseguramiento de calidad (Paniagua e Ibarra, 2011).

### 3 Pruebas de carga estática bidireccional

Las primeras pruebas fueron realizadas por Gibson y Devenny (1973), Amir (1983) y Horvath *et al.* (1983). Aproximadamente en la misma fecha, se desarrolló en forma independiente en Brasil (Elisio 1983, 1986), lo que llevó a la producción industrial y la comercialización por parte de la empresa Arcos Engenharia Ltda. en ese país, donde se le conoce como celda hidrodinámica. Al final de la década de los 1980, Jorj Osterberg se sumó al esfuerzo por el uso de este tipo de pruebas (Osterberg, 1998) y estableció una empresa llamada Loadtest Inc., además de patentar la técnica en Estados Unidos (Osterberg, 1996), Canadá y Japón. En 1989, J Osterberg conoce la existencia y disponibilidad del dispositivo brasileño, e inicialmente ambas empresas colaboraron. Fuera de Brasil, la prueba bidireccional se conoce como prueba con celda Osterberg (*O-Cell*), Fellenius (2020).

Las pruebas bidireccionales son otra forma de prueba de carga estática. La idea es colocar uno o varios cilindros hidráulicos de sacrificio en el fondo de la pila (aunque también puede ser en otra posición a lo largo del fuste de la pila), para que después de la instalación el cilindro pueda ser extendido, empujando la pila hacia arriba, reaccionando contra la resistencia de punta. Durante la prueba, la fricción del suelo actúa hacia abajo en la pila, y la resistencia de punta actúa hacia arriba (Figura 3.1). La prueba termina cuando a) se alcanza la resistencia máxima, ya sea de fricción, o de punta, la que ocurra primero; b) cuando se alcanza la máxima capacidad de la celda; c) cuando se alcanza la máxima expansión de la celda (típicamente 15 cm).

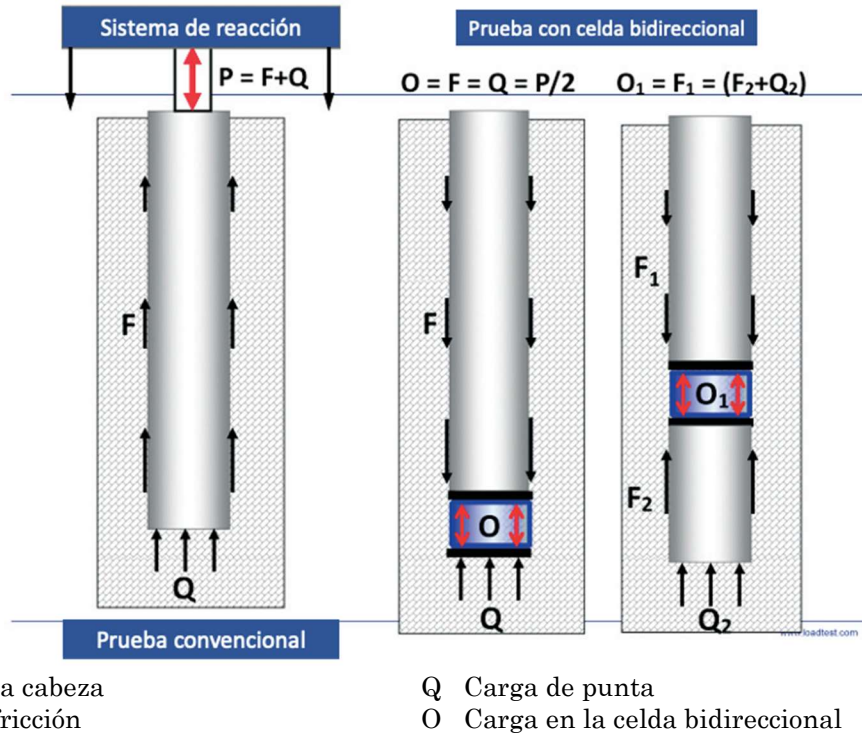
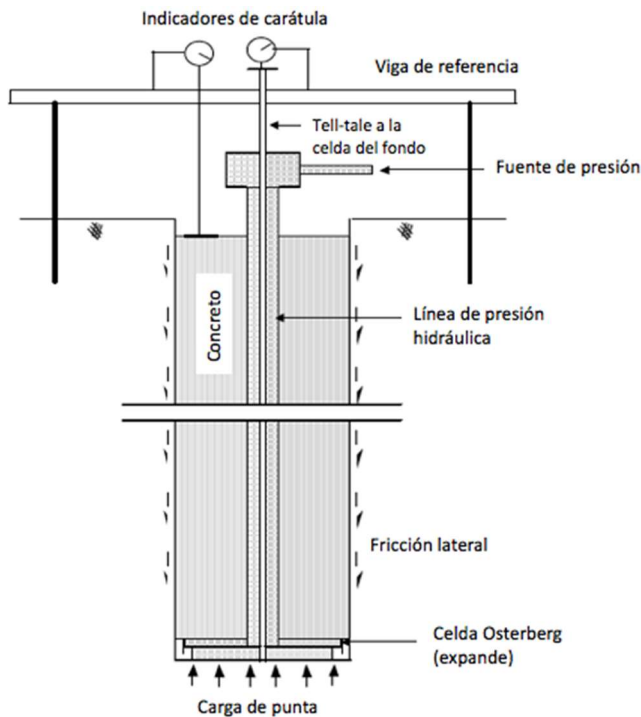


Figura 3.1 Esquema de funcionamiento de una prueba de carga convencional (izquierda) y con celda bidireccional (derecha), adaptado de Hayes (2012).

El principio de operación de la prueba bidireccional es simple: después de que se coloca el concreto en la pila, y que ha transcurrido suficiente tiempo para desarrollar la resistencia necesaria para el ensaye, la celda se presuriza para romper los puntos de soldadura que mantienen la celda unida (Figura 3.2) y para “cortar” el fuste de la pila en una sección superior y una inferior. La presión puede ser incrementada para empezar a generar carga bidireccional a las secciones. Dado que la celda bidireccional divide al fuste en dos secciones (superior e inferior), el acero de refuerzo longitudinal no puede ser continuo a lo largo de todo el elemento.

El ensaye puede realizarse en prácticamente todo tipo de cimentaciones profundas: pilas (Figura 3.2), pilotes hincados (Figura 3.3), pilas de hélice continua (Figura 3.4), pilotes metálicos de tubo (Figura 3.5), pilotes metálicos de sección H (Figura 3.6), pilotes de desplazamiento total o *barrettes* (Figura 3.7). Para una descripción detallada de cada uno de estos procedimientos constructivos, ver Paniagua (2017b).



Esquema de una prueba con celda bidireccional, adaptado de Reese and O'Neill (1999)



Instalación de una celda bidireccional Canan et al. (2008)

Figura 3.2 Celda bidireccional Osterberg (*O-Cell*) en pila de cimentación.



Instrumentación del pilote



Fabricación del pilote con celda Osterberg

Figura 3.3 Uso de celda bidireccional en pilotes de concreto, Kumar *et al.* (2004)..



Figura 3.4 Arreglos de celda Osterberg en pilas de hélice continua (www.fugro-loadtest.com).

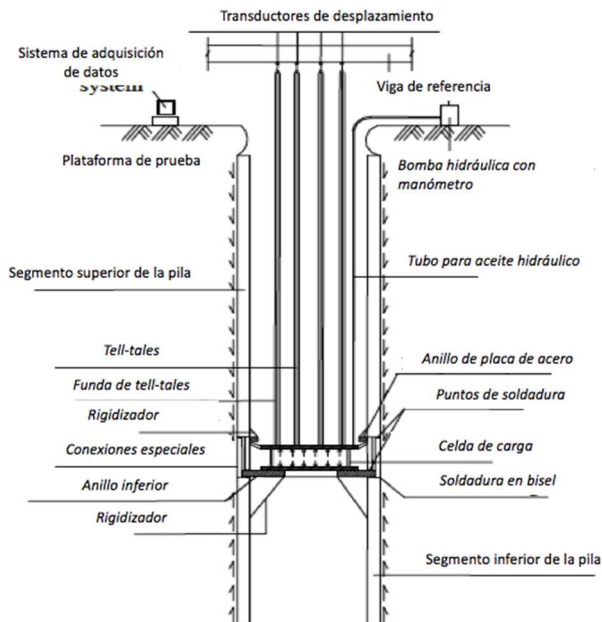


Figura 3.5 Esquema y celda de carga en pilote metálico tubular, Guoliang and Weiming (2012).





Figura 3.6 Celda de carga en pilote metálico de sección H.



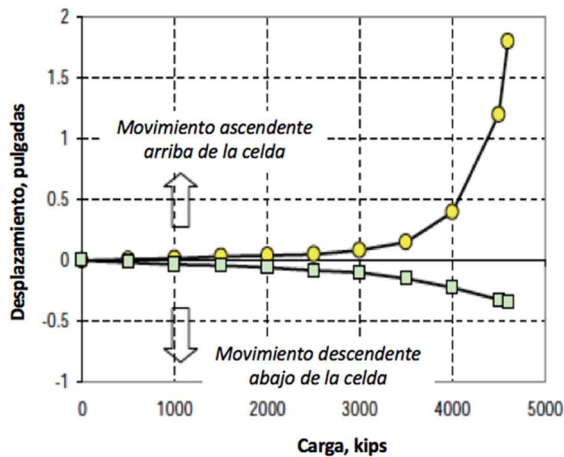
Piccagli and Vanderpool (2011)



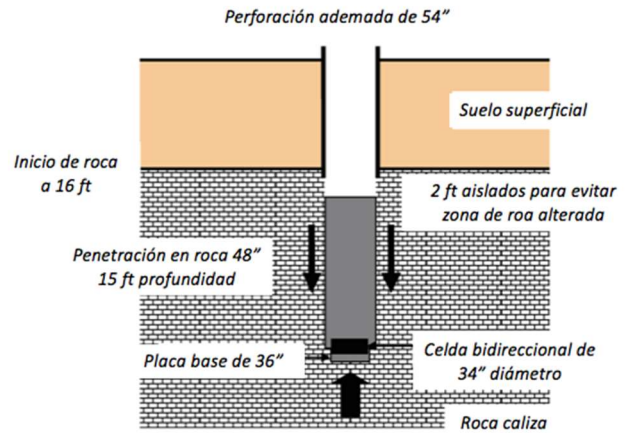
England and Cheesman (2006)

Figura 3.7 Celda de carga en *barrette*.

En el diseño de la prueba se debe considerar que la celda se ubique en una sección de la pila tal que la resistencia del tramo superior (por fuste) sea aproximadamente igual a la resistencia del tramo inferior (por punta). Si la resistencia del tramo inferior (punta) excede a la del tramo superior (fuste), entonces la celda debe colocarse en un punto en el cual la resistencia de punta más la resistencia por fricción bajo la celda sean aproximadamente iguales a la magnitud de la resistencia arriba de la celda. Si la resistencia por fricción excede la resistencia de punta, entonces la magnitud de la carga que puede ser movilizada está limitada, como se muestra en la Figura 3.8a. Esta situación puede ser mitigada en algunos casos, utilizando el “Método Chicago” (Figuras 3.8b, 3.11c). Así, el diseñador que planea la prueba de carga debe hacer un estimado de las resistencias arriba y debajo de la celda, para colocar la misma en la posición óptima.



a) Ejemplo de resultados



b) "Método Chicago"

Figura 3.8 Condición de mayor resistencia de punta que de fricción, en una prueba bidireccional, adaptado de Brown *et al.* (2010).

Otro procedimiento para resolver este problema, consiste en colocar un marco de reacción y otro gato hidráulico en la cabeza de la pila (Figura 33.9). Cuando el movimiento hacia arriba del fuste indica que la fricción ha llegado a su límite, se suspende la carga con la celda bidireccional, y el sistema de reacción superior se conecta; el gato en la cabeza de la pila se carga simultáneamente con la celda, de tal manera que la resistencia de punta se desarrolle.



Figura 3.9 Prueba de carga bidireccional más sistema de reacción, Brown *et al.* (2010).

Un enfoque complementario es utilizar varias celdas en múltiples niveles, como se muestra en la Figura 3.10; de esta manera, puede medirse en forma separada la resistencia de varios segmentos, y la limitación mencionada arriba, queda superada.

Sin embargo, este procedimiento en pilas definitivas es limitado. Dado que las celdas deben romper y separar las diferentes secciones de la pila, los momentos flexionantes no pueden

transferirse bajo la celda extrema superior. Adicionalmente, el desplazamiento hacia arriba de una sección arriba de la celda puede ir en detrimento de la resistencia axial subsecuente de esa porción del fuste de la pila. En estos casos, se recomienda que el movimiento ascendente esté limitado a 1.25 mm.

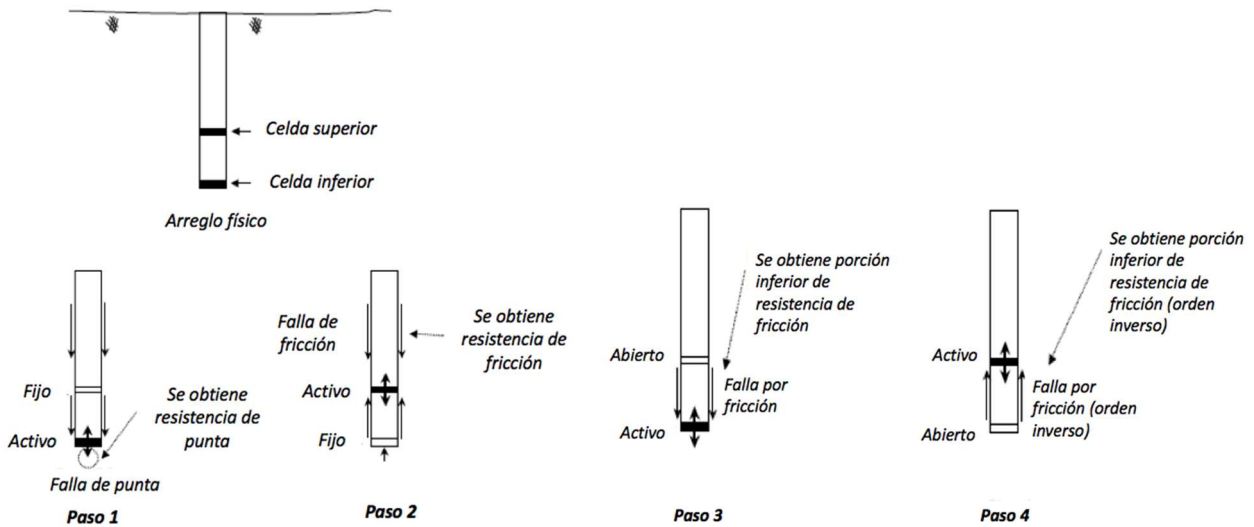


Figura 3.10 Arreglo de múltiples niveles de celdas bidireccionales, adaptado de O’Neill *et al.* (1997).

La celda bidireccional puede colocarse en otras posiciones dentro de una pila, como se muestra en la Figura 3.11.

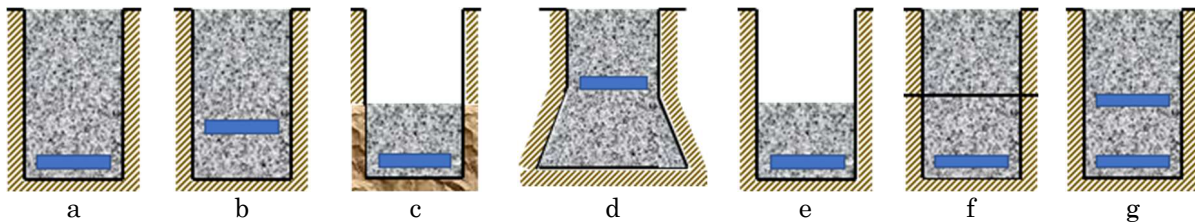


Figura 3.11 Posiciones alternativas para la colocación de celdas bidireccionales, adaptado de Osterberg (1995).

Figura 3.11a: muestra el arreglo más común, en el que la resistencia por fricción y la resistencia de punta son aproximadamente iguales o la resistencia de punta es mucho mayor que la de fricción, y solo interesa determinar la resistencia por fricción.

Figura 3.11b: cuando se busca equilibrar las fuerzas de fricción y de punta, como se comentó anteriormente.

Figura 3.11c: es el llamado “Método Chicago”, comentado previamente, para determinar la fricción en estratos muy competentes o roca.

Figura 3.11d: cuando se estima que la carga de punta se puede incrementar con una ampliación de base (“campana”).



Figura 3.11e: cuando el nivel superior de la pila está abajo del nivel de trabajo; i.e. en un sótano. Solo se construye la pila en su longitud efectiva, y el resto se rellena con arena o grava para realizar la prueba.

Figura 3.11f: cuando se busca determinar la resistencia por fricción de dos estratos; el concreto se coloca hasta la parte superior del estrato inferior, y se ensaya la pila. Posteriormente, el resto de la pila se construye y se ensaya nuevamente para obtener la fricción de todo el elemento; sustrayendo la resistencia obtenida en la primera etapa, se obtiene la del segundo estrato.

Figura 3.11g: son celdas bidireccionales multinivel, como se comentó previamente.

### 3.1 Celda tipo Osterberg

En principio, la celda consiste en uno o varios cilindros hidráulicos con una placa superior y otra inferior (Figura 3.12.). Las características de las celdas Osterberg que se han utilizado se muestran en la Tabla 3.1.



Celdas en un nivel



Celdas multiniveles

Figura 3.12 Celdas bidireccionales, Brown *et al.* (2010).

Tabla 3.1 Características de celdas bidireccionales, Osterberg (1995)

Capacidad kN	Diámetro mm	Altura mm	Carrera del pistón mm	Peso Kg
350	100	132	75	9
670	133	132	75	15
1800	230	273	150	86
3600	330	295	150	140
8900	540	295	150	360
27 000	870	308	150	1000

Las cargas señaladas en la Tabla 3.1 se aplican con una presión de la bomba hidráulica de 10 000 psi máximo. El fluido utilizado para la presurización de la celda es agua o una combinación con aceite vegetal biodegradable, que evita las preocupaciones de contaminación del suelo y el agua subterránea. Cuando se utilizan múltiples celdas por nivel, se sugiere utilizar un mínimo de tres por nivel, para evitar problemas de excentricidad en la carga o que la flexión del fuste de la pila cause daño a las celdas.

Las celdas tienen una carrera del pistón de acuerdo con su capacidad, antes de que el pistón pierda el sello; la carrera real se ve disminuida un poco de acuerdo con la excentricidad que sufra la celda. Se reporta que hay poca necesidad de celdas con una carrera superior a 150 mm (Osterberg, 1995), aunque es posible fabricar celdas con mayor longitud de carrera, en casos especiales.

Las placas inferior y superior del conjunto son típicamente de 5 cm de espesor y tienen cortes generosos para permitir que el concreto fluya a través de las placas durante el colado de la pila (Figura 3.13). El diámetro exterior de las placas se ajusta para que el acero de refuerzo longitudinal de la pila quepa dentro del cuerpo de las placas.



Metwally (2016)



Fellenius (2005)

Figura 3.13 Placas para la colocación de celdas bidireccionales.

La construcción de pilas con celdas bidireccionales en una perforación realizada con lodos (bentonítico o de polímeros sintéticos) requiere que el arreglo facilite de alguna manera la colocación del concreto bajo y alrededor de la celda. En la Figura 3.12 se muestra el “embudo” fabricado dentro del acero de refuerzo, justo arriba de la celda para ayudar a guiar la tubería tremie a través del arreglo de la celda. En una pila construida en seco, se puede colocar un poco de concreto en el fondo de la pila, antes de colocar la celda.

La carga aplicada a la pila a través de la celda se monitorea usualmente midiendo la presión en la bomba. Por ello, las celdas necesitan calibrarse previamente, en un marco de referencia, para obtener una relación entre la presión medida y la carga aplicada por la celda; en la Figura 3.14 se muestra un ejemplo de la curva de calibración de una celda. En la práctica, la presión se mide en la superficie, mientras que las celdas se encuentran a la profundidad prevista, por lo que hay que sumar la carga hidráulica con la profundidad medida desde el

centro de la celda, multiplicada por el peso unitario del fluido. Si se ignora esta corrección, se estará en una posición conservadora, y puede hacerse antes de graficar los resultados.

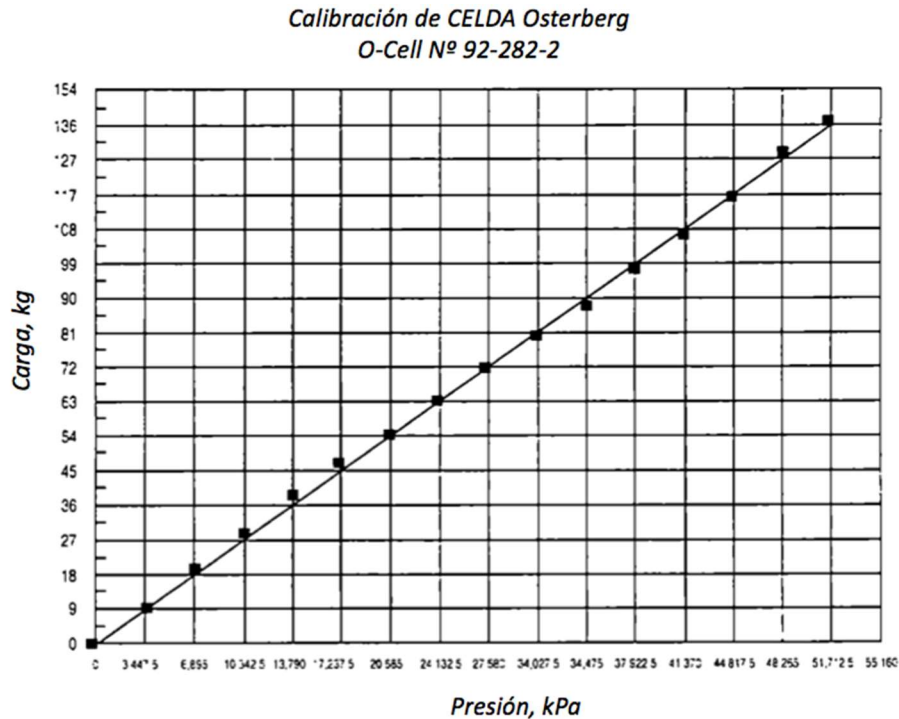


Figura 3.14 Curva de calibración de una celda bidireccional de 400 t, adaptado de Osterberg (1995).

El montaje de la celda se construye con una liga interna entre las placas: la cubierta del cilindro hidráulico está soldada a la placa inferior, lo que permite integrarla al acero de refuerzo, y colocar la celda en la perforación (Figuras 3.12, 3.13, 3.18 y 3.20).

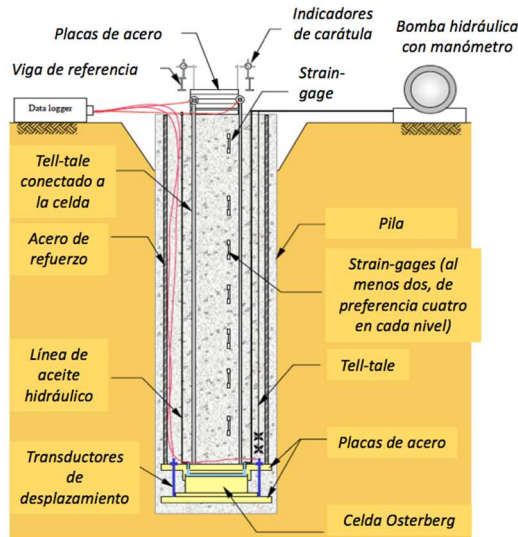
### 3.2 Instrumentos de medición de deformaciones

Los desplazamientos de los diferentes segmentos sujetos a carga deben ser medidos en forma independiente, de acuerdo con lo siguiente:

- La separación de las celdas (movimiento relativo de la parte superior de la pila, respecto de la parte inferior) se mide con transductores electrónicos que se colocan entre las celdas a lo largo del fuste (Figura 3.15).
- Se colocan barras testigo (*tell tales*), en las placas superior e inferior del arreglo. Los *tell tales* constan de barras que se extienden hasta la superficie, dentro de un tubo que aísla la barra del resto de la pila. Estos instrumentos se utilizan para determinar el movimiento de la celda con relación a la cabeza de la pila (Figura 2.11).
- Para determinar el movimiento absoluto de la pila, se colocan indicadores de carátula (o transductores de desplazamiento) en la cabeza de la pila, fijos a una viga de referencia (Figura 2.7). En algunos casos, estos se han sustituido por niveles electrónicos. También

es posible instalar transductores a lo largo del cuerpo de la pila, para conocer las curvas de transferencia de carga (Figura 2.10).

Las barras testigo miden la compresión del fuste de la pila directamente, y el movimiento de la parte superior de la celda es la deformación medida en la cabeza de la pila, menos la compresión de la pila. En la Figura 3.15 se muestra el arreglo general de instrumentos.



Adaptado de GEO (2006)



Ruban and Denton (2011)

Figura 3.15 Esquema y detalles de instrumentación en celda bidireccional.

### 3.3 Procedimiento de prueba

#### 3.3.1 Instalación de la celda

En términos generales, la celda (o múltiples celdas) se instalan en el acero de refuerzo de la pila cuando se trata de pilas de producción (Figuras 3.12 y 3.13); en caso de una pila sólo de prueba, es factible instalarla con ayuda del tubo que conduce el fluido que extiende la celda. Se sugiere que los coples que conectan las secciones del tubo estén soldadas, para evitar fugas con la presión que se aplique posteriormente. También se puede descender la celda utilizando una viga I, por donde se instala la tubería mencionada, así como los instrumentos de medición de deformaciones; esta viga puede ser de una sola pieza en toda su longitud, y se instala utilizando una grúa con la capacidad adecuada.

En el caso de que la pila se perfora en seco, antes de instalar la celda, se sugiere colocar un volumen pequeño de concreto fresco en el fondo de la perforación, para obtener una carga uniforme.

Para perforaciones estabilizadas con lodos (bentonítico o de polímero sintético) se sugiere inyectar el contacto entre la celda y el suelo con una mezcla de agua-cemento, para evitar problemas como los reportados por Schmitter (2016). Otras experiencias indican que llevar a



cabo el procedimiento sugerido para pilas perforadas en seco, también arroja buenos resultados para pilas bajo lodos.

En todos los casos, es muy importante lograr una limpieza de azolve y material suelto del fondo de la perforación; esto puede lograrse con ayuda de un sistema como *air-lift*, o con botes de fondo plano (Paniagua, 2017b). De lo contrario, la carrera de la celda se consume deformando el material suelto, y no actúa contra el suelo natural, lo que origina una curva plana, indeseable para los propósitos de la prueba, Figura 3.16. En este caso, se aprecian 4.5” (112.5 mm) de deformación del material compresible, antes de que la celda aplique carga al suelo natural, en la punta de la pila.

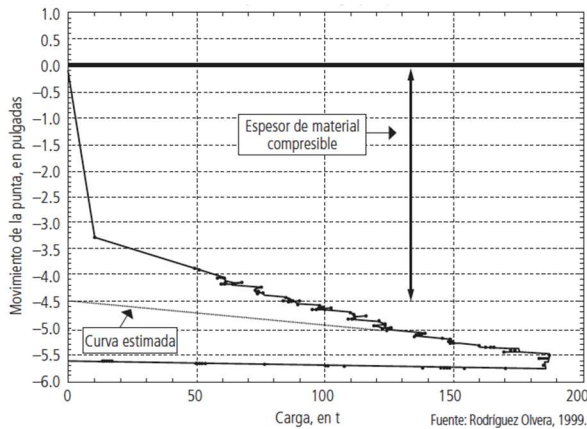


Figura 3.16 Carga contra desplazamiento, obtenida en la primera carga por punta de la pila PB, Schmitter (2016); (der.) aspecto de celda Osterberg, cortesía E León.

Después de instalada la celda, se procede a la colocación del concreto de la pila; se sugiere el uso de “embudos” dentro de la pila (Figura 3.12), formados con acero de refuerzo, para ayudar a guiar la tubería tremie de colado. Posteriormente, en la superficie se colocan los instrumentos para la lectura de deformaciones (Figuras 3.17 y 3.18).



Figura 3.17 Instrumentos electrónicos (LVDT) para medición de deformaciones en barras testigo (*tell tales*) y en la cabeza de la pila (cortesía R Rivera).

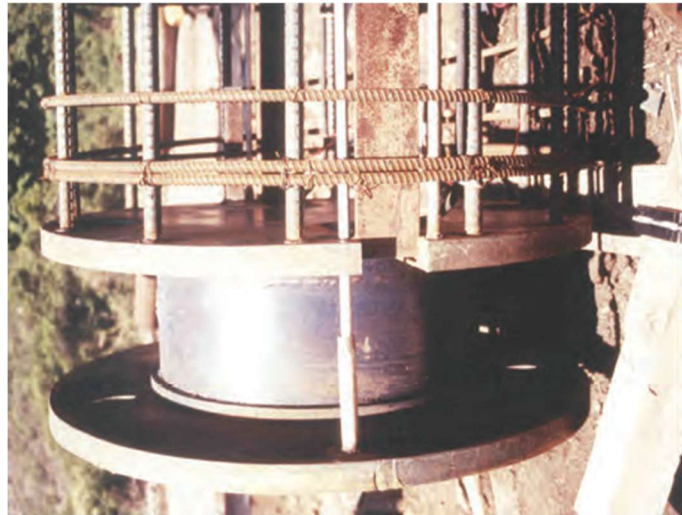
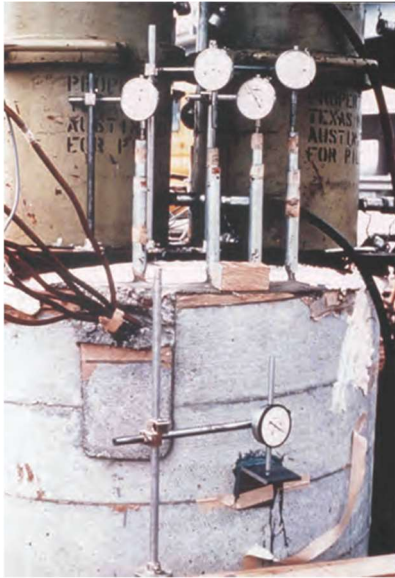


Figura 3.18 Barras testigo (*tell tales*) para medición de deformaciones en la cabeza de la pila, y conectados a las placas superior e inferior de la celda, Brown *et al.* (2010).

En muchos ensayos, la prueba se lleva a cabo un día después del colado de la pila, utilizando concreto de resistencia rápida; sin embargo, debe aplicarse el criterio ingenieril, en caso de que se presenten durante el procedimiento constructivo aspectos relacionados con el remoldeo del suelo y la disipación de la presión de poro.

### 3.3.2 Ejecución de la prueba

**Planeación.** Las pruebas se realizan usualmente siguiendo la norma ASTM D1143 (2013), con el procedimiento denominado A, de carga rápida que describen Ibarra y Rangel (2017):

Procedimiento A –prueba rápida– La prueba se realiza con incrementos de carga iguales al 5% de la carga prevista como carga última ( $Q_u$ ) en intervalos de tiempo constantes (entre 4 y 15 minutos). Nótese que los incrementos no están referidos a la carga de diseño ( $Q_d$ ) sino a la carga última. Cada incremento se aplica inmediatamente después de la toma de lecturas del incremento anterior. La carga se aplica hasta llevar a la pila a la falla geotécnica, pero cuidando de no rebasar la capacidad estructural del sistema de reacción o del sistema de carga. El intervalo que se elija entre incrementos de carga deberá mantenerse constante durante toda la etapa de carga. La descarga se realiza con 5 a 10 decrementos usando el mismo intervalo constante de tiempo que en la etapa de carga. Eventualmente, se puede mantener el último incremento de carga, en la carga de falla, más tiempo, para estudiar el efecto de deformación bajo carga sostenida (*creep*), así como el último decremento igualmente puede mantenerse durante más tiempo, para registrar el rebote elástico de la pila de prueba totalmente descargada.

Se tomarán lecturas de los instrumentos dispuestos para medir carga-asentamiento y otros, a los 0.5 min, 1 min, 2 min y 4 min después de la completa aplicación de cada incremento de carga, y a 8 min y 15 min cuando los incrementos de carga sean prolongados. En los decrementos, las lecturas serán a 1 min y 4 min después de aplicar la descarga y, de igual

manera si el tiempo es prolongado, se tomarán las lecturas a 8 min y 15 min. Finalmente, se tomarán las lecturas a 1 min, 4 min, 8 min y 15 min después de la descarga total. La experiencia en pruebas de carga indica que los intervalos de aplicación práctica deben tener una duración no menor a 10 min, siendo los lapsos de 15 min preferibles, para contar con un espacio de observación, pre proceso y toma de decisiones durante la aplicación de los incrementos, de tal forma que la etapa de carga usando este procedimiento puede durar entre 200 a 300 minutos, de ahí su identificación como prueba rápida.

Para este y para cualquier otro procedimiento de prueba elegido, se deberán identificar previamente cada uno de los transductores o medidores para conocer su ubicación, intervalo de medición, sistema métrico y su resolución.

El procedimiento A con incrementos de carga pequeños en intervalos constantes pequeños permite obtener una curva carga-desplazamiento bien definida, con aproximadamente 20 puntos, hasta la falla geotécnica incluso ( $Q_u$ ), si la capacidad del sistema lo permite. Si se considera que la carga última  $Q_u$  es igual a dos veces la carga de diseño  $Q_d$  (es decir, un FS=2), los incrementos de carga resultan del orden del 10% de  $Q_d$ . Este procedimiento parece ser idóneo para cubrir el alcance y objetivos de una variedad de proyectos y es el único de la norma ASTM que no es calificado como procedimiento “opcional”.

De acuerdo con el objetivo que se busque en la prueba, se pueden realizar variantes de este procedimiento, por ejemplo:

- Carga sostenida durante un intervalo determinado de tiempo (*i.e.*, 24 horas), mientras se mide la relación deformación-tiempo.
- Carga cíclicas, con descarga total o parcial, después de cada ciclo.
- Repetición de la prueba, si se mantiene el acceso a la instrumentación.

**Durante la prueba.** El sistema hidráulico se llena con agua; al aplicar presión en el sistema, la celda se expande, empujando el fuste de la pila hacia arriba y la punta hacia abajo (bidireccional). Se llevan a cabo varias mediciones:

- (1) Presión en el sistema, relacionada con la carga aplicada, a través de la curva de calibración.
- (2) Movimiento ascendente, medido con la barra testigo conectada desde la placa superior de la celda, hasta la superficie, que mide el acortamiento de la pila arriba de la celda.
- (3) Movimiento de la cabeza de la pila, con los indicadores de carátula fijos a un marco de referencia exterior; relacionados con el movimiento ascendente de la placa superior de la celda, se obtiene el movimiento de la placa con relación al suelo.
- (4) Con los transductores colocados entre las placas, se mide la expansión de la celda (la separación de las placas superior e inferior). El movimiento de la placa inferior se obtiene con la diferencia entre el movimiento ascendente de la placa superior y la separación de las placas.
- (5) Movimiento de la punta de la pila, con barras testigo instaladas desde la placa inferior de la celda, hasta la superficie.

La prueba consiste en aplicar incrementos de carga a la pila, incrementando monotónicamente la presión en la celda, y midiendo los movimientos (3), (4) y (5). El

comportamiento carga-deformación ascendente está gobernado por las características de fricción a lo largo del fuste de la pila, mientras que el comportamiento carga-deformación descendente está gobernado por las características de deformabilidad del suelo bajo la pila (en el caso de una celda colocada en la punta de la pila). El hecho de que en una prueba convencional (con marcos de reacción en la superficie) el fuste de la pila se mueva hacia abajo, mientras que en la prueba direccional lo haga hacia arriba, no tiene consecuencias para la determinación de la carga de fricción de la pila.

Al inicio de la prueba, se aplica presión en la celda para romper la liga interna y crear una fractura horizontal que separa la pila en porciones superior e inferior, que serán empujadas hacia arriba y hacia abajo, respectivamente durante la prueba. La presión para este efecto es usualmente pequeña, afectando solamente a la pila y el suelo en la cercanía de la celda. Una vez rota la liga entre las placas, se descarga la celda, para iniciar en una lectura “cero”. Fellenius (2020) sugiere registrar la carga de rotura, así como las deformaciones asociadas a esta carga

Teóricamente, al inicio de la prueba la presión en la celda es nula y la carga axial en la pila al nivel de la celda consiste en el peso (peso sumergido, si aplica) de la pila, más alguna fuerza residual, en caso de que exista, la cual afecta la forma inicial de la gráfica carga-deformación, pero no afecta el resto de la curva.

Es muy conveniente graficar las curvas carga-deformación en tiempo real durante el desarrollo de la prueba, para prevenir cualquier pérdida de datos cerca de la falla de la pila, o realizar ajustes en caso de alguna desviación del programa original.

Una vez terminada la prueba, en el cálculo de la carga aplicada es necesario restar el peso de la pila (peso sumergido, cuando aplique) a la fuerza ascendente, para obtener la carga neta. En algunos casos este valor es despreciable, pero en otros puede ser significativo.

Si la pila es de producción, es necesario inyectar la celda con una lechada agua-cemento. Para ello, se retira el tubo interior de la barra testigo desenroscándolo del cople en la placa (todos los demás coples están soldados) (Figura 3.19a). Se inserta en el tubo exterior de la barra testigo una tubería de inyección (Figura 3.19b), que se retira gradualmente al colocar el producto con la presión de la gravedad (Figura 3.19c). Si se desea inyectar a presión, y que ésta se mantenga, será necesario utilizar para este efecto un obturador en la superficie.

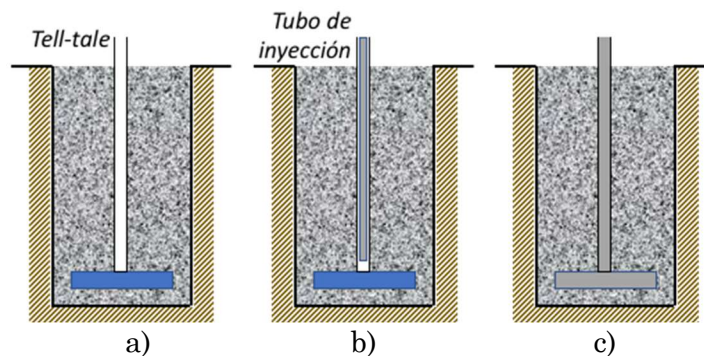


Figura 3.19 Inyección de la celda bidireccional; a) al término de la prueba; b) durante la inyección de la celda; c) condición final. Adaptado de Osterberg (1995).



### 3.4 Interpretación de la prueba

Se pueden adoptar dos criterios para el uso posterior de la información obtenida de una prueba bidireccional: (1) construir una curva equivalente a la de una prueba de carga convencional con ayuda del procedimiento analítico que se describe a continuación y a partir de esa gráfica, determinar los valores de diseño; (2) utilizar los valores medidos de resistencia de fricción y de punta como valores nominales de diseño (Paikowsky *et al.*, 2004).

Los resultados de una prueba de carga para la punta, con celda bidireccional, se grafican de la misma manera que los de una prueba convencional. El movimiento ascendente del fondo y/o de la cabeza de la pila se grafican a la misma escala, pero con las ordenadas hacia arriba. Para construir la gráfica equivalente a la de una prueba convencional, se hacen las siguientes suposiciones:

- La curva carga-desplazamiento de la punta de la pila, desarrollada por el movimiento descendente de la celda (restando a la carga aplicada el peso sumergido de la pila arriba de la celda), es la misma que en una prueba convencional.
- La curva carga-desplazamiento, desarrollada por el movimiento ascendente de la celda, es la misma que la desarrollada por el movimiento descendente en una prueba convencional.
- Inicialmente, la compresión de la pila se considera despreciable, por lo que el elemento se asume como un cuerpo rígido. Posteriormente, se incluye la deformación elástica de la pila; se sugiere determinar el módulo de elasticidad con el procedimiento indicado por Fellenius (2020), mostrado en el Anexo A.
- En el caso de una celda colocada a una cierta distancia arriba de la punta de la pila, se acepta que la parte de la pila bajo la celda (cargada en la cabeza) tiene el mismo comportamiento carga-deformación que una prueba convencional. En este caso, el movimiento de “punta”, se refiere al movimiento de toda la longitud de la pila bajo la celda.

**Procedimiento parte I.** Utilizando las suposiciones mencionadas anteriormente, se puede seleccionar un punto para el cálculo de la curva equivalente (por ejemplo, el punto 5) en la curva de movimiento ascendente (Figura 3.20a), y anotar la carga por fricción correspondiente para esa deformación. Dado que se ha considerado, por el momento, que la pila es rígida, se localiza en la curva carga-deformación descendente el punto que corresponde a la misma deformación, y se anota la carga por punta correspondiente. Al sumar estas dos cargas, se obtiene la carga total debida a fricción y punta, para la misma deformación. La curva resultante se muestra en la Figura 3.20b, y se repite para todos los puntos de la prueba de carga. En una prueba perfectamente balanceada, las resistencias por fricción y punta se deberían desarrollar completamente; como este caso no es común, se sugiere extrapolar la curva que esté incompleta. Para la curva de la Figura 3.20, la resistencia última se alcanzó primero por fricción (en el punto 5), la curva de punta se extrapola hasta la deformación máxima. La Figura 3.21 muestra un desarrollo similar, en el caso de que se alcance primero la capacidad por punta.

Para la extrapolación de la curva, se utiliza una técnica de ajuste hiperbólico; se decide el número de puntos que generen un buen ajuste (con un valor de  $r^2$  cercano a 1). El resultado

se grafica con línea punteada en ambas Figuras, indicando que se trata de datos parcialmente extrapolados.

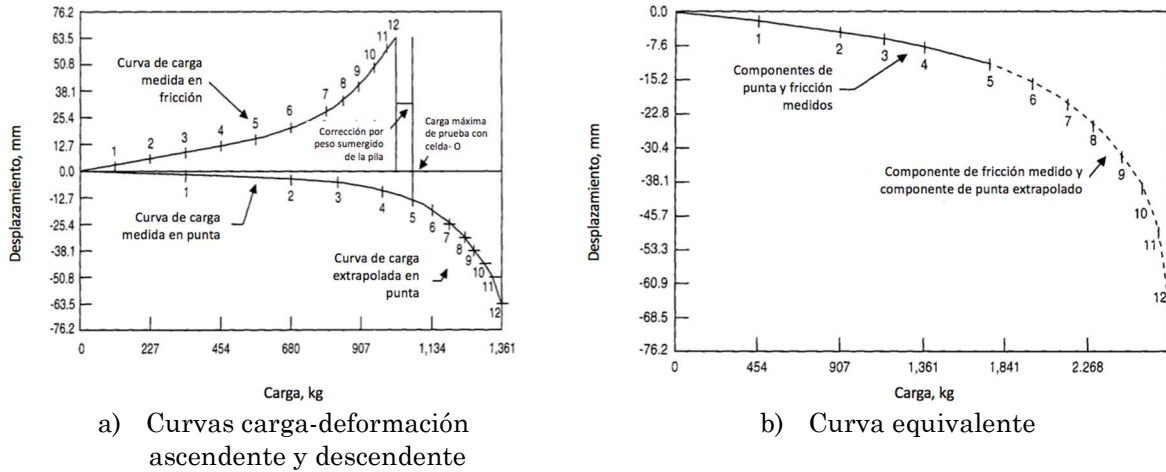


Figura 3.20 Construcción de una curva equivalente; caso en el que se alcance primero la resistencia por fricción, Osterberg (1995).

En el capítulo 5 se estudian las posibles formas de calcular las curvas carga-desplazamiento, tanto para la fricción (curvas t-z), como para la punta (curvas q-z).

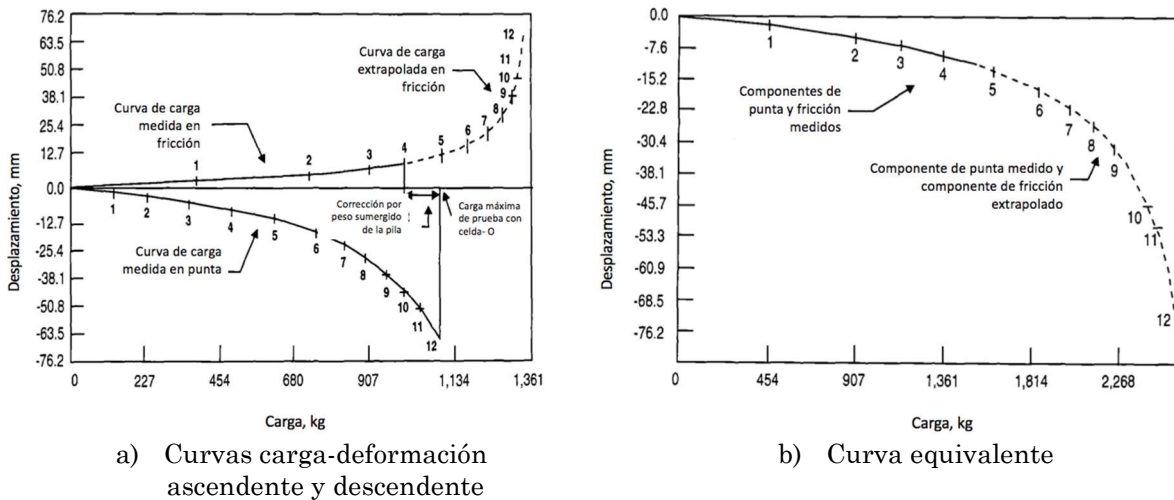


Figura 3.21 Construcción de una curva equivalente; caso en el que se alcance primero la resistencia por punta, adaptado de Osterberg (1995).

**Procedimiento parte II.** Una vez obtenida la curva equivalente, como las mostradas en las Figuras 3.20b y 3.21b, se calcula la deformación elástica de la pila:

$$\delta = \frac{PL}{AE_{comb}} \tag{3.1}$$

donde:

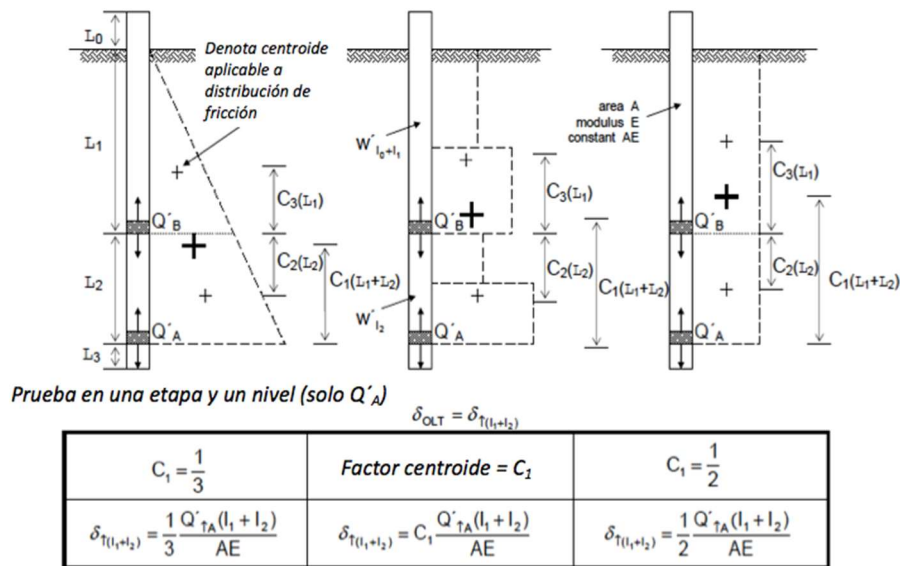
- P carga en la pila
- L longitud de la pila
- A área transversal de la pila
- $E_{comb}$  módulo de elasticidad combinado, acero y concreto

El procedimiento para calcular el módulo de elasticidad del conjunto acero-concreto de la pila fue propuesto por Fellenius (2020), y se presenta en el Anexo A. Se ha observado que el valor del módulo de elasticidad del concreto no es constante, sino que varía con el nivel de deformación unitaria (y de carga), como lo reportan Ibarra *et al.*, 2008.

Loadtest (2006) presenta ecuaciones para calcular la deformación elástica de la pila, Figura 3.22, para los casos de uno o dos niveles de celdas. De la misma forma, se calcula la deformación en una prueba convencional equivalente. Ninguna de las ecuaciones incluye la compresión elástica bajo la celda, ya que la misma compresión tiene lugar en ambos tipos de prueba (bidireccional y convencional); se observa que es equivalente a tomar  $L_3 = 0$  en la Figura 3.22. Calculando la diferencia entre ambas pruebas, se obtiene la compresión elástica de la pila, que se resta a la deformación del *Procedimiento parte I*, para obtener la curva corregida; en la Figura 3.23 se muestra un ejemplo.

En la Figura 3.22 se muestran ecuaciones para tres diferentes distribuciones de fricción a lo largo de la pila. La distribución del centro de la figura aplica aproximadamente a cualquier distribución determinada.

Se acepta que este procedimiento de cálculo es simplificado y que arroja valores ligeramente conservadores (altos), comparado con análisis un poco más sofisticados, como calculando funciones t-y. Por otro lado, Fleming (1992) propone el software *Cemsolve* para obtener la curva carga-desplazamiento, incluyendo la deformación elástica de la pila.



Prueba en 3 etapas y multinivel ( $Q'_A$  y  $Q'_B$ )  $\delta_{\alpha T} = \delta_{\eta_1} + \delta_{\mu_2}$

$C_3 = \frac{1}{3}$	Factor centroide = $C_3$	$C_3 = \frac{1}{2}$
$\delta_{\eta_1} = \frac{1}{3} \frac{Q'_{\tau B} l_1}{AE}$	$\delta_{\eta_1} = C_3 \frac{Q'_{\tau B} l_1}{AE}$	$\delta_{\eta_1} = \frac{1}{3} \frac{Q'_{\tau B} l_1}{AE}$
$C_2 = \frac{1}{3} \left( \frac{3l_1 + 2l_2}{2l_1 + l_2} \right)$	Factor centroide = $C_2$	$C_2 = \frac{1}{2}$
$\delta_{\mu_2} = \frac{1}{3} \left( \frac{3l_1 + 2l_2}{2l_1 + l_2} \right) \frac{Q'_{\mu B} l_2}{AE}$	$\delta_{\mu_2} = C_2 \frac{Q'_{\mu B} l_2}{AE}$	$\delta_{\mu_2} = \frac{1}{2} \frac{Q'_{\mu B} l_2}{AE}$

Cargas netas

$$Q'_{\tau A} = Q_{\tau A} - W'_{l_0 + l_1 + l_2}$$

$$Q'_{\tau B} = Q_{\tau B} - W'_{l_0 + l_1}$$

$$Q'_{\mu B} = Q'_{\mu B} + W'_{l_2}$$

$W'$  = peso sumergido de la pila, bajo el nivel freático

Figura 3.22 Deformación elástica teórica de la pila en una prueba de carga con celda bidireccional, dependiendo de la distribución de fricción a lo largo del fuste, adaptado de Loadtest (2006).

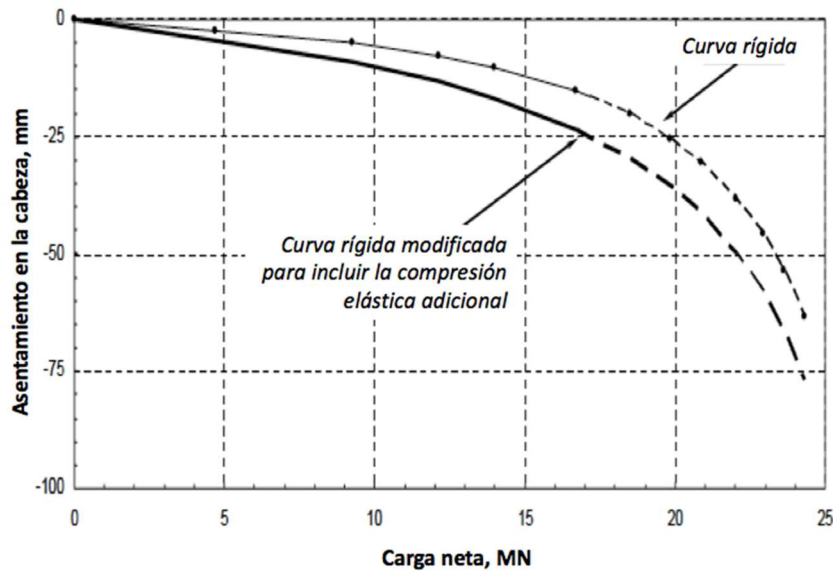


Figura 3.23 Curvas carga-deformación considerando la pila rígida y tomando en cuenta la deformación elástica de la pila, adaptado de Loadtest (2006).

En la Figura 3.24 se muestra una comparación entre dos pruebas de carga, convencional y bidireccional, realizadas en pilas gemelas, donde se aprecia la similitud de las curvas carga-deformación, lo cual se ha comprobado en múltiples ensayos, generando la confianza necesaria para la aplicación de este procedimiento de prueba de carga.

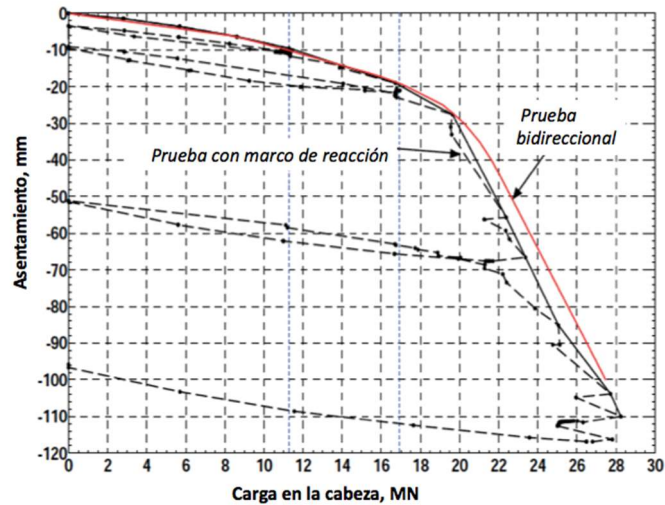


Figura 3.24 Curvas carga-desplazamiento de pruebas de carga convencional y bidireccional en Singapore, adaptado de Molnit and Lee (1998).

### 3.4 Otras celdas bidireccionales

#### a) Celda Y (*Super cell*)

La celda Y (llamada así por su inventor, SL Yu) se patentó en China en 2007 (Yu and Yekong, 2013). Actualmente la comercializa el Grupo Ougan, y se le conoce como *Super cell* ([www.super-cell.com](http://www.super-cell.com)). En la Figura 3.25 se muestran diversos aspectos de esta celda.







Figura. 3.25 *Super cell* en pilas de cimentación, Marinucci *et al.* (2019).

El principio de operación es similar al de la celda Osterberg; se comentan algunas diferencias en la instalación y operación:

- La configuración de este tipo de celdas permite una mejor colocación del concreto con tubería tremie, al ocupar menos del 50% de la sección transversal de la pila.
- Este arreglo no necesita placas de acero arriba y debajo de la celda.
- La presión de trabajo es mucho menor (20-30 Mpa), comparada con otros sistemas.

Este sistema se ha utilizado con éxito en Asia (China, India, Indonesia, Turquía), y es probable que su uso se extienda a otros países en el futuro.

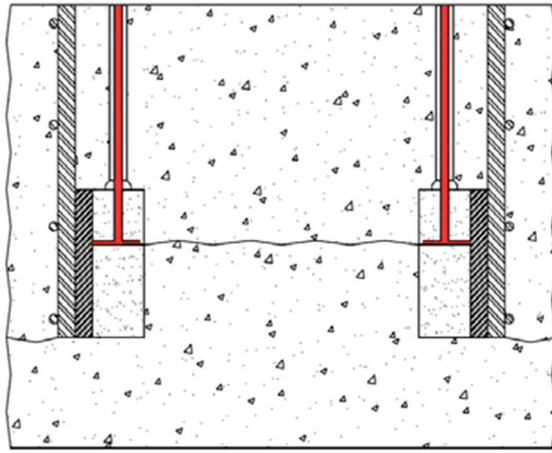
#### b) Celda anillo (*Rim cell*)

Esta celda está pensada para instalarse en pilas de producción, pero puede utilizarse para realizar ensayos de carga estática también. Es una celda de menor costo que la celda Osterberg y se fabrica de acuerdo con las dimensiones de cada caso, Figura 3.26.

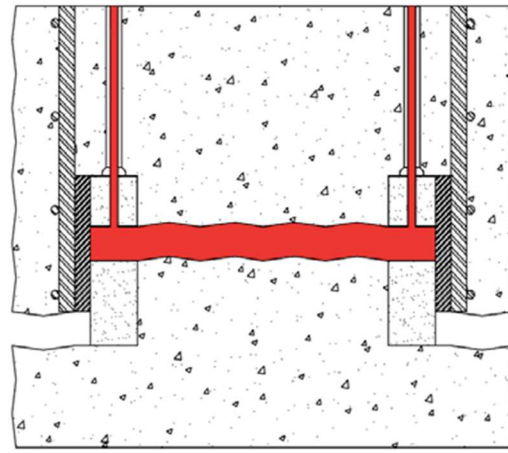


Figura. 3.26 Celda anillo (*Rim cell*), [www.loadtest.co.uk](http://www.loadtest.co.uk).

En la Figura 3.27 se muestra el concepto de trabajo de esta celda; la diferencia consiste en el mecanismo de fracturamiento que se crea en toda la sección de la pila y no solo en el anillo de la celda. Existen otras versiones de este dispositivo, Figura 3.28.



Después de colocar el concreto y fracturar la sección de la pila



Después de presurizar la celda, separando las partes superior e inferior

Figura. 3.27 Esquema de trabajo de una celda anillo, [www.loadtest.co.uk](http://www.loadtest.co.uk).



Figura. 3.28 *Super cell* en forma de anillo, Marinucci *et al.* (2019).

### c) Celda de doble acción (BDPLT)

Choi *et al.* (2016) reportan una celda bidireccional de alta presión y doble acción, con la que se pueden alcanzar mayores cargas —al aplicarse mayor presión—; la presión común en la celda Osterberg es del orden de 70 Mpa (10 000 psi), mientras que en la celda BDPLT es de 100 Mpa con posibilidades de que alcance hasta 150 Mpa. Esta presión hace que las celdas tengan un arreglo más separado y que permita un mejor flujo del concreto durante la construcción de la pila, así como para la inyección posterior, en el caso de pilas de producción. No se conoce, a la fecha, su uso comercial.

### d) Prueba lateral bidireccional

Se han realizado pruebas de carga lateral con celdas bidireccionales, como se muestra en la Figura 3.29. No se trata de una prueba lateral en sí, sino de el ensayo de materiales en el sitio, en un estrato en particular.





Figura 3.29 Celda bidireccional para prueba lateral, O'Neill *et al.* (1997).

#### e) Prueba bidireccional con carga en la cabeza (TLBT)

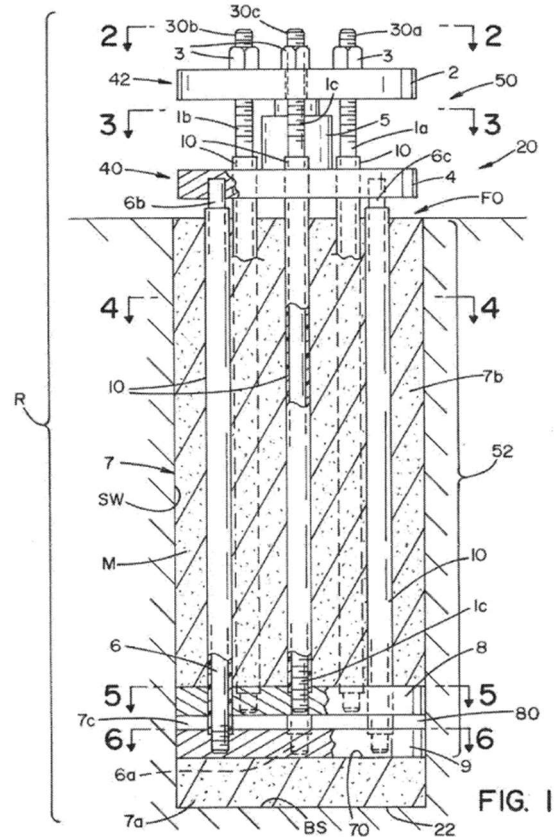
Este ensayo, conocido como TLBT (Top-Loaded Bi-Directional Test, por sus siglas en inglés) es un método nuevo (2021) para aplicar cargas bidireccionales en elementos de cimentación profunda, donde la fuente de carga se coloca sobre la cabeza de la cimentación, arriba de la superficie del suelo.

Se aplica la carga en un par de placas apiladas, colocadas en el nivel de balance de resistencia punta-fricción, o en la base de la pila, conectadas al sistema de carga a través de elementos verticales. La placa de arriba transfiere la carga a la porción superior de la pila, y la placa de abajo a la porción inferior, así como a la punta. En la superficie, se coloca un gato hidráulico entre los arreglos superior e inferior, que a su vez está conectados con elementos verticales a las respectivas placas. Al accionar el gato, las placas se separan y se aplica la carga bidireccional, Figura 3.30.

Se utilizan tell-tales para medir los desplazamientos de las placas superior e inferior, además de medir los desplazamientos en la cabeza de la pila. Con estos datos se obtienen las curvas carga-desplazamiento bidireccionales, a partir de las cuales se podrá obtener una curva equivalente a la de las pruebas convencionales.



Montaje de la prueba, [www.rbmcgroup.com](http://www.rbmcgroup.com)



Detalles del sistema, Moghaddam *et al.* (2021)

Figura 3.30 Prueba bidireccional TLBT

### 3.6 Caso historia en Ciudad de México

Se presenta el caso de pruebas de carga bidireccional, realizadas en la Ciudad de México, como parte de los trabajos de análisis y diseño de la cimentación de un conjunto de torres de hasta 70 niveles, con usos mixtos: oficinas, hotel, comercial. Los edificios estarán conectados a través de un basamento único de estacionamientos y cuerpos bajos. El sistema de cimentación estará constituido por *barrettes* para las torres, desplantados a -80.0 m y pilas de sección circular desplantadas a -54.0 m para los cuerpos bajos.

Se ejecutaron dos pruebas de carga en pilas circulares con el procedimiento convencional de carga en la cabeza y sistema de reacción, que están fuera del alcance de este escrito; además, se realizaron dos pruebas de carga en *barrettes* con celda bidireccional multinivel. Se presentan los datos más relevantes del caso, así como los resultados de las pruebas de carga bidireccional. La información está basada en los informes inGeum (2021) y TGC (2021).

## a) Estratigrafía

Desde el punto de vista de zonificación geotécnica, el sitio se encuentra en la zona del Lago, y presenta la siguiente estratigrafía, derivada de varias campañas de investigación geotécnica:

**Costra Superficial.** Está integrada por un relleno heterogéneo de aproximadamente 2.5 m de espesor, constituido por una arena arcillosa color café con cascajo. Subyaciendo al relleno y hasta 4.9 m de profundidad en promedio, se encuentra un suelo limo arenoso producto del secado solar, cuyo número de golpes en el ensaye de penetración estándar (NSPT) varía entre 7 y 35.

**Serie Arcillosa Superior (SAI).** Se extiende hasta los 30.2 m de profundidad y corresponde con la secuencia de arcillas de la zona de lago, cuya consistencia varía de blanda a firme conforme aumenta su profundidad; se encuentran intercalaciones de estratos de limos arenosos y de ceniza y vidrio volcánicos.

**Capa Dura.** Se localiza entre 30.2 y 33.2 m de profundidad y se trata de un depósito en el que predominan suelos limosos con arena, de consistencia dura; en el ensaye de penetración estándar se registraron números de golpes NSPT entre 25 y más de 50.

**Serie Arcillosa Inferior.** Entre 33.2 y hasta 39.2 m de profundidad en promedio, se hallan arcillas y limos consolidados por el bombeo profundo; la resistencia medida en el ensaye de penetración estándar varía entre 3 y 30 golpes (NSPT), con intercalaciones de lentes duros correspondientes a cenizas y vidrios volcánicos que presentan más de 50 golpes.

**Depósitos profundos.** Se identifican a partir de 39.2 m de profundidad; las subunidades geotécnicas que los integran, de acuerdo con su contenido de agua, número de golpes en la prueba de penetración estándar (NSPT) y su composición granulométrica, se han identificado como sigue:

### SERIE ESTRATIFICADA SUPERIOR

- b) De 39.2 a 49.2 m, son intercalaciones de limos, arcillas y arenas limosas, de colores gris y café en tonos olivo; los números de golpes en la prueba de penetración estándar (NSPT) varían entre 25 y más de 50. A partir de 45.6 se encuentra una arena fina gris olivo con limo y algunas gravas, con números de golpes NSPT de más de 50 hasta 50/11.
- c) De 49.2 a 53.6 m, es una serie pumítica compuesta por intercalaciones de arenas pumíticas y arenas limosas de color gris y gris olivo; en la prueba de penetración estándar los números de golpes NSPT varían entre 30 y más de 50.
- d) De 53.6 a 59.6 m, son intercalaciones de arenas limosas y limos, con algunas gravillas en su parte superior, de color café en tonos olivo y grisáceo, con ceniza volcánica; en la prueba de penetración estándar se tienen más de 50 golpes con valores entre 60 hasta 50/10.

### SERIE LIMO-ARCILLOSA PROFUNDA

- e) De 59.6 a 65.8 m, es una secuencia de limos color café en tonos olivo, oscuro y grisáceo, con lentes de ceniza y vidrio volcánicos en su parte inferior; los limos presentan una consistencia de baja a media con números de golpes que varían entre 5 y 30; las cenizas volcánicas tienen números de golpes mayores que 50.
- f) De 65.8 a 75.3 m, son limos y limos arenosos de colores gris y café en tonos olivo y oscuro, con estratos de arena limosa y arcillosa; a diferencia del estrato anterior, en general estos suelos tienen menor contenido de agua y son de mayor consistencia, con números de golpes que varían entre 10 y 40, alcanzándose valores de más de 50 en su parte superior.

#### SERIE ESTRATIFICADA INFERIOR

- g) De 75.3 a 92.0 m (en promedio), son intercalaciones de limos con arenas, limos arenosos, arcillas arenosas, así como arenas limosas con gravas en su parte inferior; en general, son de consistencia muy dura y compacidad muy alta, con más de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.
- h) A partir de 92.0 m aproximadamente, con un espesor variable entre 1.5 y 4.0 m, se identificó un suelo orgánico de color negro a café oscuro, donde eventualmente con el peso de las barras de perforación se avanzaron los 60 cm de longitud del penetrómetro estándar, sin necesidad de aplicar algún golpe con el martinete.
- i) De 95.0 m en promedio y hasta la máxima profundidad explorada de 100 m, se encuentran limos arenosos de colores café y gris, con más de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

En la Figura 3.31 se presenta un corte estratigráfico representativo en el sitio del proyecto.

#### a) Condiciones piezométricas

Para conocer la distribución de la presión piezométrica, se realizaron pruebas de disipación de presión de poro con sondeos de piezocono. La Figura 3.32 muestra las variaciones de la presión de poro con la profundidad en las diferentes mediciones efectuadas.

#### b) Modelo geotécnico

Con base en los resultados de las campañas de exploración geotécnica, así como las pruebas de campo en el sitio y de laboratorio, se construyó el modelo geotécnico mostrado en la Tabla 3.2.



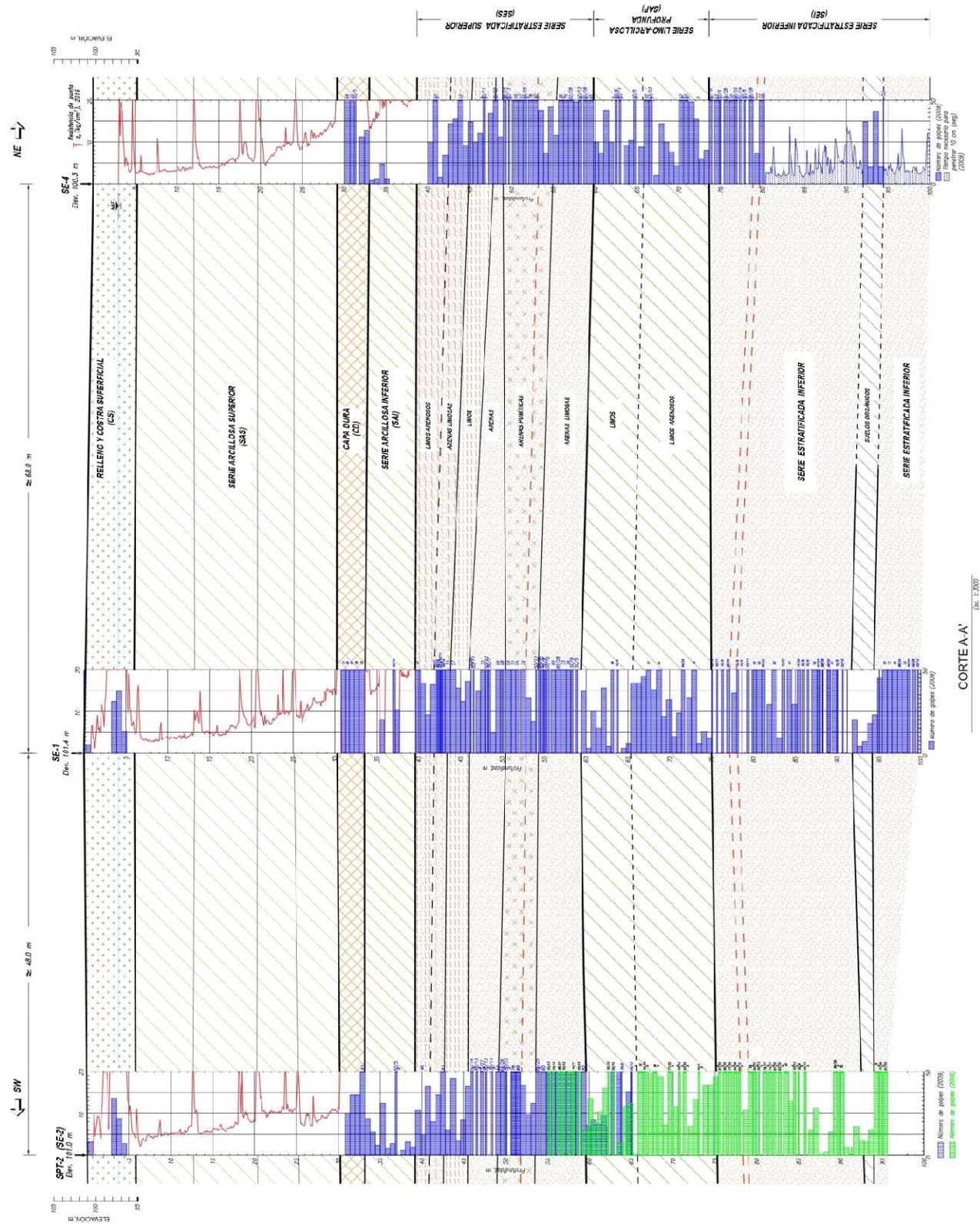


Figura 3.31 Corte estratigráfico representativo en el sitio del caso historia.

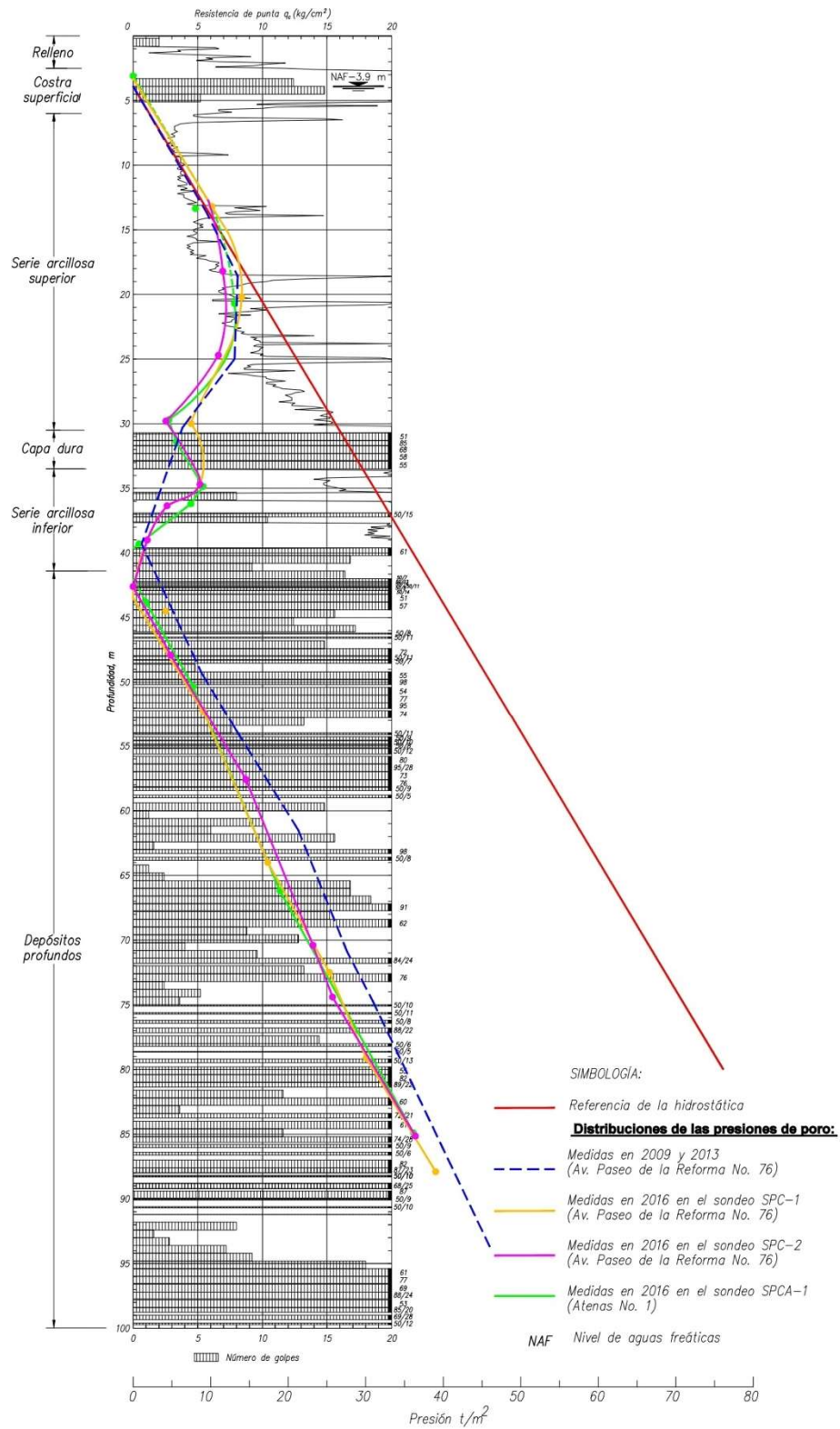


Figura 3.32 Condiciones piezométricas en el sitio del caso historia.



Tabla 3.2 Modelo geotécnico del sitio del caso historia

Unidades y Subunidades Geotécnicas		Profundidad*		$\sigma_v^f$	$q_c$	$N_{SPT}$	$c_u$	$\phi$	Ensayes de referencia		
		De	a								
		m	m	t/m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	°				
Costra Superficial (CS)		0.0	4.9	5.5	Hasta 30	7 a 34	5.0	25	TX <sub>uu</sub>		
Serie Arcillosa Superior (SAS)		4.9	10.9	6.3	3.5		4.5	-	TX <sub>uu</sub>		
		10.9	21.0	14.0	5.0		5.9	-	TX <sub>uu</sub>		
		21.0	30.2	32.5	11.0		9.0	-	TX <sub>uu</sub>		
Capa Dura (CD)		30.2	33.2	34.0		36	-	30			
Serie Arcillosa Inferior (SAI)		33.2	39.2	47.0	17.5	7	12.0	-	TX <sub>uu</sub>		
Depósitos Profundos (DP)	Serie Estratificada Superior (SES)	Limos arenosos y arenas limosas, color gris olivo		39.2	42.7	55.0		12 a 41	-	30	Phicómetro
		Limo color gris olivo		42.7	45.6	57.0		9 a 46	29.0	-	TX <sub>uu</sub>
		Arena con limo, color gris olivo		45.6	49.2	59.5		> 100	-	36	Phicómetro y N <sub>SPT</sub>
		Intercalaciones de arena limosa y arena pumítica		49.2	53.6	61.5		24 a más de 100	-	32	Phicómetro
		Arena limosa color café grisáceo		53.6	59.6	69.5		60 a más de 100	-	34	Phicómetro
	Serie Arcillosa Profunda (SAP)		59.7	75.0	83.0		15 a más de 100	35.0	-	Promedio de resistencias de ensayos TX <sub>uu</sub>	
	Serie Estratificada Inferior (SEI)		75.0	85.0	86.5		prom. 95	-	34	Phicómetro	

\* Profundidad referida al nivel de terreno natural del brocal del sondeo SE-2  
 $\sigma_v^f$  Esfuerzo efectivo a la profundidad del lecho inferior de la subunidad geotécnica  
 $q_c$  Resistencia de punta media de la subunidad geotécnica  
 $N_{SPT}$  Valor medio representativo del número de golpes

$f$  Esfuerzo efectivo a la profundidad del lecho inferior del estrato  
 $c_u$  Resistencia no drenada  
 $\phi$  Ángulo de fricción interna  
 TX<sub>uu</sub> Ensaye triaxial no consolidado no drenado

c) Características de los *barrettes*

Los *barrettes* ensayados fueron de sección rectangular de 1.2 m por 2.7 m, desplantados a 80.0 m de profundidad. Previo a la excavación para su instalación, se efectuó una campaña de preinyección para evitar el fracturamiento de la arcilla debido a la presión hidráulica del lodo usado en la excavación.

Como guía para la excavación, se construyó un brocal de concreto armado con profundidad de 1.0 m. La excavación se hizo con una cuchara con *kelly* corto, empleando lodo bentonítico, con una densidad de 1.08-1.10 t/m<sup>3</sup>, viscosidad Marsh de 37-42 s, y contenido de arena 1-2%. Una vez concluida la excavación, se cambió el lodo bentonítico, por lodo fresco. Posteriormente, se introdujeron dos sondas tipo ecográfico, para verificar la verticalidad y uniformidad de la pared de la excavación.



El acero de refuerzo se dividió en cinco tramos, que fueron ensamblados durante las maniobras de descenso dentro de la excavación. El concreto fue autocompactable, con extensibilidad de  $58 \text{ cm} \pm 5 \text{ cm}$  y se colocó utilizando una tubería Tremie; el sobreconsumo de concreto fue del orden del 14%.

Posterior a la construcción de los *barrettes* se inyectó en el fondo una mezcla de agua-cemento, con una presión de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , y con un criterio de volumen máximo de  $2 \text{ m}^3$  en cada elemento.

Se dejó un período de reposo 96 y 93 días para los dos *barrettes*, antes de la ejecución de la prueba de carga. En la Figura 3.33 se presentan algunos aspectos de la construcción de los elementos.



Figura 3.33 Aspectos durante la construcción de los *barrettes*.

#### d) Instrumentación

Se colocaron celdas bidireccionales tipo Osterberg a 57.0 y 75.0 m de profundidad, con dos celdas por cada nivel. Las celdas se soldaron a dos placas metálicas de 5 cm de espesor en la parte superior e inferior, Figura 3.34. Cada celda es de 5,445 t de capacidad, con una apertura máxima del émbolo de 225 mm.

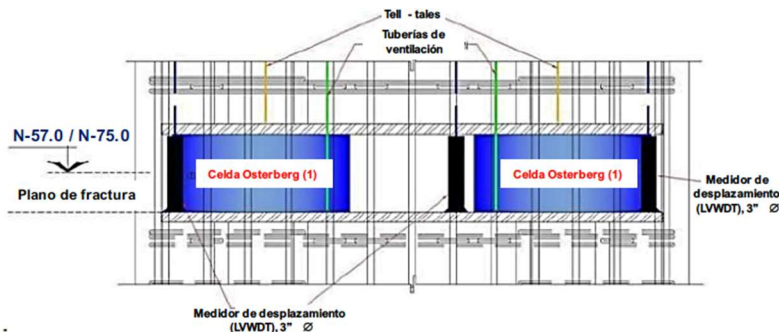


Figura 3.34 Esquema del arreglo de celdas Osterberg en *barrettes*.

Se colocaron los siguientes instrumentos para la medición de la deformación:

*Sister bars* de 3/8" de diámetro, con sensibilidad de 0.67  $\mu\epsilon$ . Estos se colocaron a lo largo del fuste de los *barrettes*, como se indica en la Tabla 3.3; se instalaron en pares.

Tabla 3.3 Niveles de instrumentación en *barrettes*

Nivel <i>strain gauges</i>	Profundidad, m	
	<i>Barrette BT-01</i>	<i>Barrette BT-02</i>
N.I.13	4.95	4.88
N.I.12	10.95	10.92
N.I.11	21.00	20.95
N.I.10	29.50	29.41
N.I.9	34.80	34.80
N.I.8	38.90	38.98
N.I.7	44.04	44.08
N.I.6	47.90	47.98
N.I.5	54.63	54.37
N.I.4	59.64	59.56
N.I.3	66.75	66.66
N.I.2	72.26	72.26
N.I.1	77.75	77.68

Transductores de desplazamiento LVWDT (*Linear Vibrating Wire Displacement Transducers*), con una carrera de 225 mm y precisión de 0.1 mm. Se instalaron seis instrumentos espaciados en el perímetro de los *barrettes*, tres de cada lado. Se fijaron en las placas de acero inferior, y el vástago móvil se fijó a la placa superior, para medir directamente la expansión del arreglo de celdas.

Medidores de deformación embebidos ECT (*Embedded Compression Tell-Tales*), se colocaron cuatro para cada *barrette*, conformados por un transductor de desplazamiento de cuerda vibrante (LVWDT) y un tell-tale. Fueron colocados desde el nivel de la placa inferior del segundo arreglo de celdas (-75 m) hasta la punta del *barrette* (-80 m), para medir la compresión del concreto entre el segundo nivel de celdas y la punta.

Extensómetros mecánicos o medidores de deformación a profundidad (*tell-tales*), se colocaron ocho instrumentos por cada *barrette*, soldados a las placas superiores de cada arreglo de celdas, hasta sobresalir del cabezal del *barrette*, con la finalidad de medir la compresión del concreto por encima de cada arreglo. En la superficie se adosaron dos regletas graduadas, para su monitoreo a través de mediciones topográficas.

Para el monitoreo del cabezal, se colocaron regletas graduadas y niveles topográficos, además de transductores de desplazamiento (LVWDT), con una carrera de 25 mm y precisión de 0.01 mm.

Para la adquisición de datos se utilizó un sistema de registro conformado por una unidad independiente de adquisición y almacenamiento de datos multicanal, para el registro continuo de las deformaciones unitarias de los instrumentos embebidos y en el cabezal. En la Figura 3.35 se presentan algunos aspectos de la instrumentación descrita.



Sister bars adosados al acero



Transductor de desplazamiento LVWDT



Medidor de deformación embebido ECT



Extensómetros mecánicos *tell-tales*



Niveles topográficos ópticos y varillas topográficas



Figura 3.35 Aspectos de la instrumentación utilizada.

e) Procedimiento de prueba

La secuencia de prueba se muestra gráficamente en la Figura 3.36 y se describe a continuación.

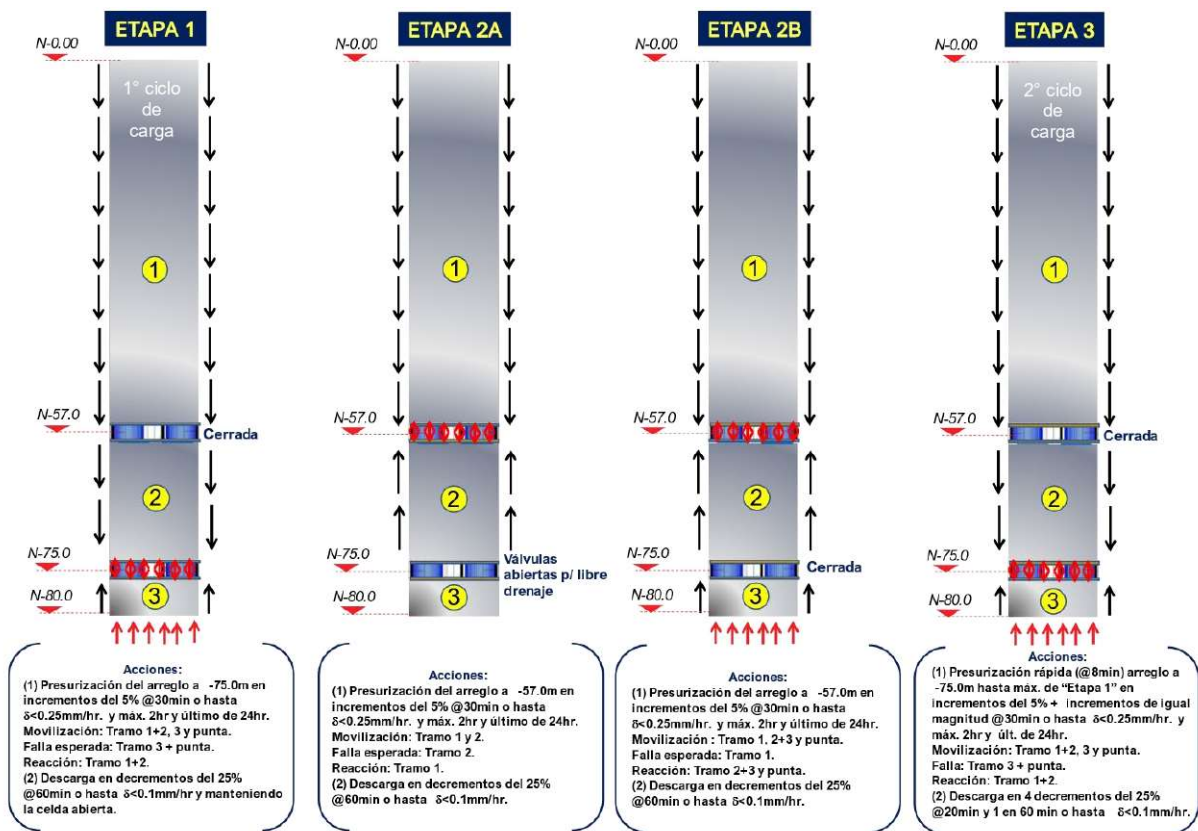
Etapa 1. Se presurizaron las celdas ubicadas en el nivel inferior (75.0 m) con el arreglo superior cerrado (57.0 m), de modo que la sección del *barrette* ubicada por encima de las celdas (de 0 a 75.0 m) reaccionó por la resistencia de su fuste contra la parte inferior, con el propósito de llevar a la falla la resistencia de punta y la de fricción entre 75.0 y 80.0 m.



Etapa 2A. Posteriormente, se despresurizaron las celdas ubicadas en el nivel inferior dejándolas abiertas para el libre drenaje y se presurizaron las del nivel a 57.0 m de profundidad a fin de llevar a la falla la fricción lateral entre 57.0 y 75.0 m, teniendo como elemento de reacción la fricción lateral entre 0 y 57.0 m.

Etapa 2B. A continuación, se cerraron las celdas del nivel a 75.0 m de profundidad y se continuó presurizando las celdas del nivel a 57.0 m de profundidad para llevar a la falla la fricción lateral entre 0 y 57.0 m, teniendo como elemento de reacción la fricción lateral entre 57.0 y 80.0 m y la resistencia de la punta.

Etapa 3. Dado que en la Etapa 1 fue inviable alcanzar la falla de la punta, se llevó a cabo una tercera etapa con este objetivo. Inicialmente, se reprodujeron las cargas aplicadas en la Etapa 1 y a continuación, con las celdas del nivel superior (57.0 m) cerradas, se presurizaron las del nivel inferior (75.0 m) hasta alcanzar la carga máxima limitada por la capacidad de apertura de las celdas de 22.5 cm. La conclusión de la prueba estuvo limitada por la abertura máxima alcanzada en el arreglo inferior de las celdas, más no así por la capacidad de éstas.



**Limitantes:**

(1) Cap. Carga máxima nominal=5445t. / (2) Abertura máxima de "LVWDTs" de 225mm / (3) Falla geotécnica del tramo en cuestión. / (4) Criterios de aceptación de personal calificado.

Figura 3.36 Representación gráfica de la secuencia de aplicación de carga.

f) Resultados de las pruebas

*Barrette BT-01*

Con base en la interpretación de las mediciones de los diferentes instrumentos, se construyeron las curvas del comportamiento carga-desplazamiento ascendente y descendente para cada una de las etapas de prueba que se muestra en la Figura 3.37, donde se conjuntaron los resultados de las Etapas 1+2B+3 para la obtención del comportamiento del Tramo 3 del fuste y la punta; asimismo, también agruparon los resultados de las Etapas 2A y 2B para mostrar el comportamiento de los Tramos 1 y 2 del fuste, como se presenta en la Figura 3.38.

En las Figuras 3.39 y 3.40 se presentan las distribuciones de carga axial con la profundidad para las Etapas 1+3 y Etapas 2A+2B, respectivamente.

*Barrette BT-02*

Las curvas del comportamiento carga-desplazamiento ascendente y descendente para cada una de las etapas de prueba del *barrette* BT-02 se muestran en la Figura 3.41, donde se conjuntaron los resultados de las Etapas 1+3 para la obtención del comportamiento del Tramo 3 del fuste y la punta; también se agruparon los resultados de las Etapas 2A y 2B para reflejar el comportamiento de los Tramos 1 y 2 del fuste, como se presenta en la Figura 3.42.

Asimismo, en las Figuras 3.43 y 3.44 se presentan las distribuciones de la carga axial con la profundidad para las Etapas 1+3 y Etapas 2A+2B, respectivamente.

En la Tabla 3.4 se presenta el resumen de los resultados de las pruebas de carga en los *barrettes* BT-01 y BT-02; se indica la carga en el fuste de cada uno de los tramos ensayados  $Q_{fu}$  y la que se transmite a la punta  $Q_{pu}$ . Asimismo, se presentan los esfuerzos medios de fricción y punta, así como la carga total.

Tabla 3.4 Resumen de resultados de las pruebas de carga en *barrettes*

Componente del <i>barrette</i>	<i>Barrette BT-01</i>		<i>Barrette BT-02</i>	
	Carga última de prueba t	Esfuerzo medido t/m <sup>2</sup>	Carga última de prueba t	Esfuerzo medido t/m <sup>2</sup>
Fuste tramo 1	3039	6.54	2420	5.48
Fuste tramo 2	1175	8.47	1296	9.06
Fuste tramo 3	220	5.60	264	6.54
Fuste total	4435	6.90	3980	6.37
Punta	2643	835.90	3191	971.91
Carga total	7078	-	7172	-

Se advierte la ventaja de la ejecución de pruebas con celda bidireccional, ya que permite determinar las resistencias de punta y fricción, en comparación con una prueba convencional. Además, en el caso de una prueba convencional, la magnitud de carga alcanzada hubiera supuesto un sistema de reacción sumamente robusto, o ensayar elementos de menor dimensión.

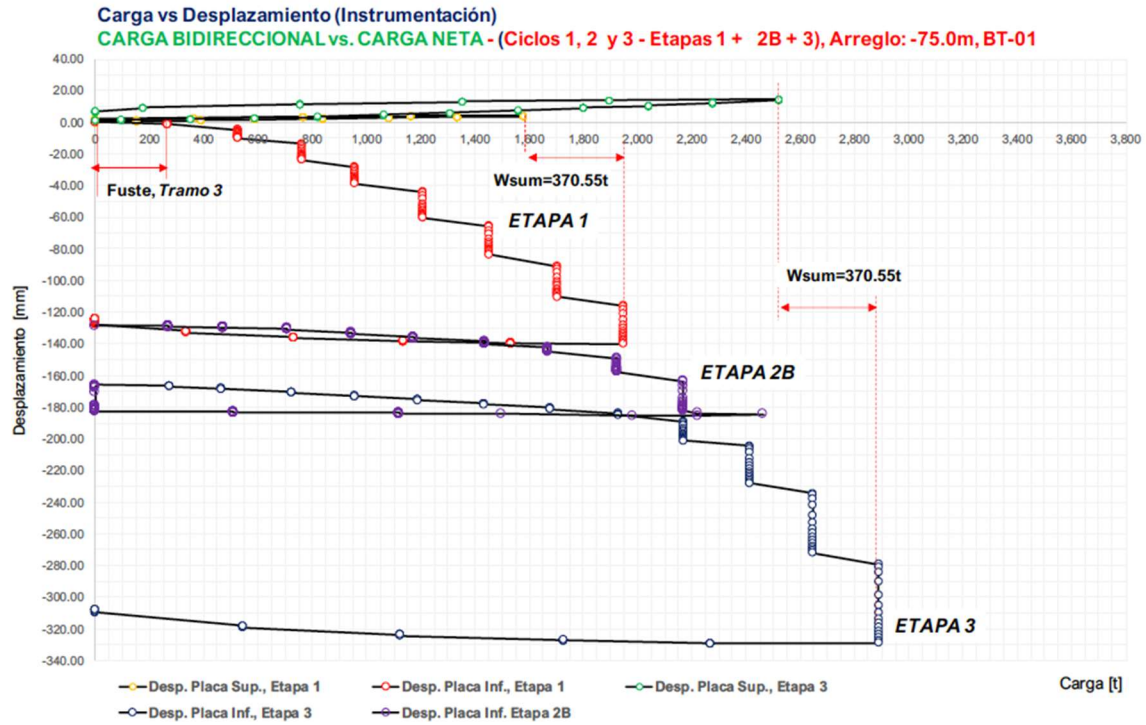


Figura 3.37 Curvas carga-desplazamiento, Etapas 1+3, BT-01.

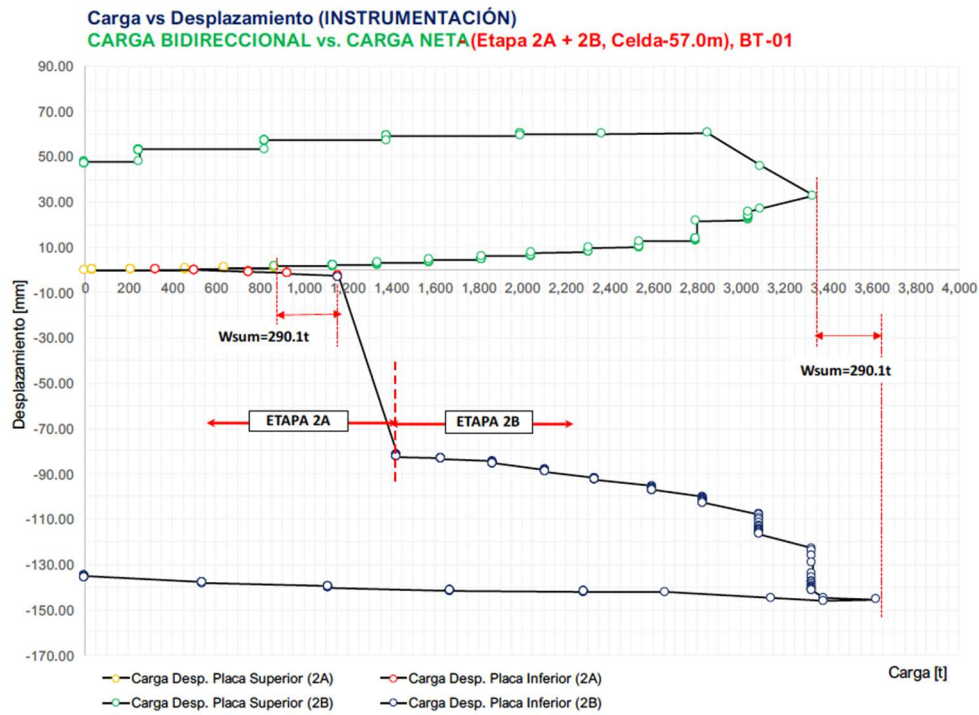


Figura 3.38 Curvas carga-desplazamiento, Etapas 2A+2B, BT-01.

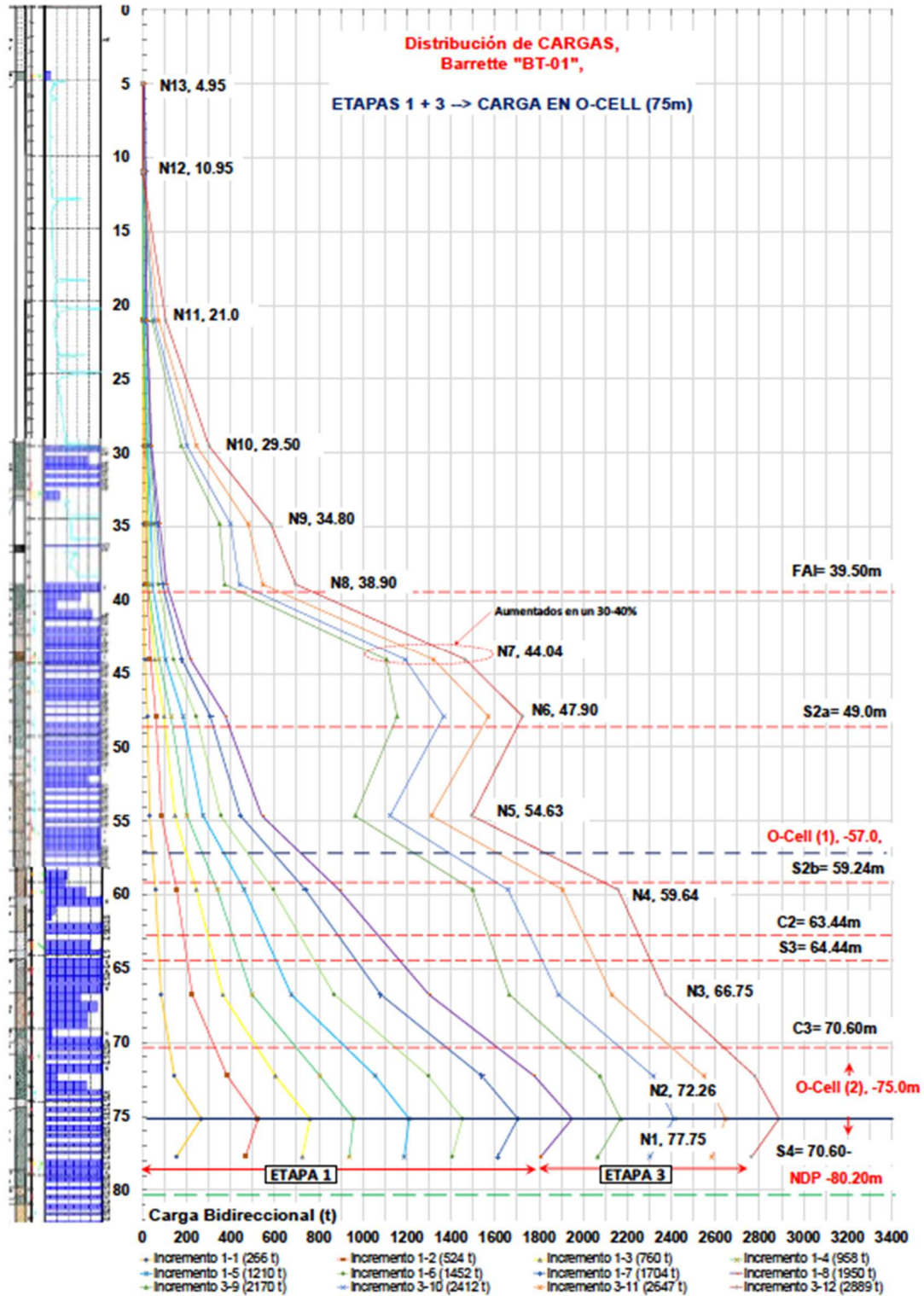


Figura 3.39 Curvas de distribución de carga-profundidad, Etapas 1+3, BT-01.



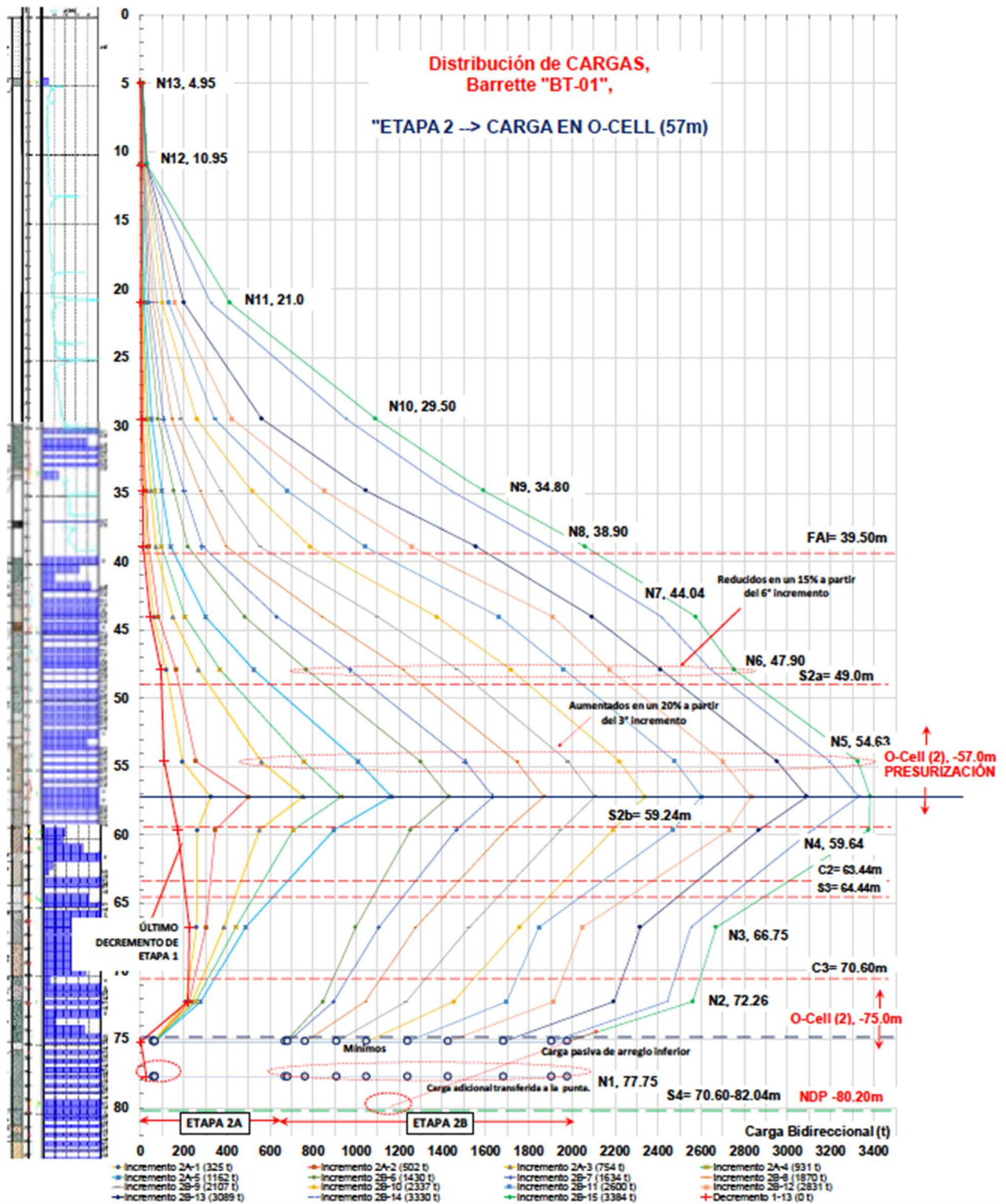


Figura 3.40 Curvas de distribución de carga-profundidad, Etapa 2, BT-01.

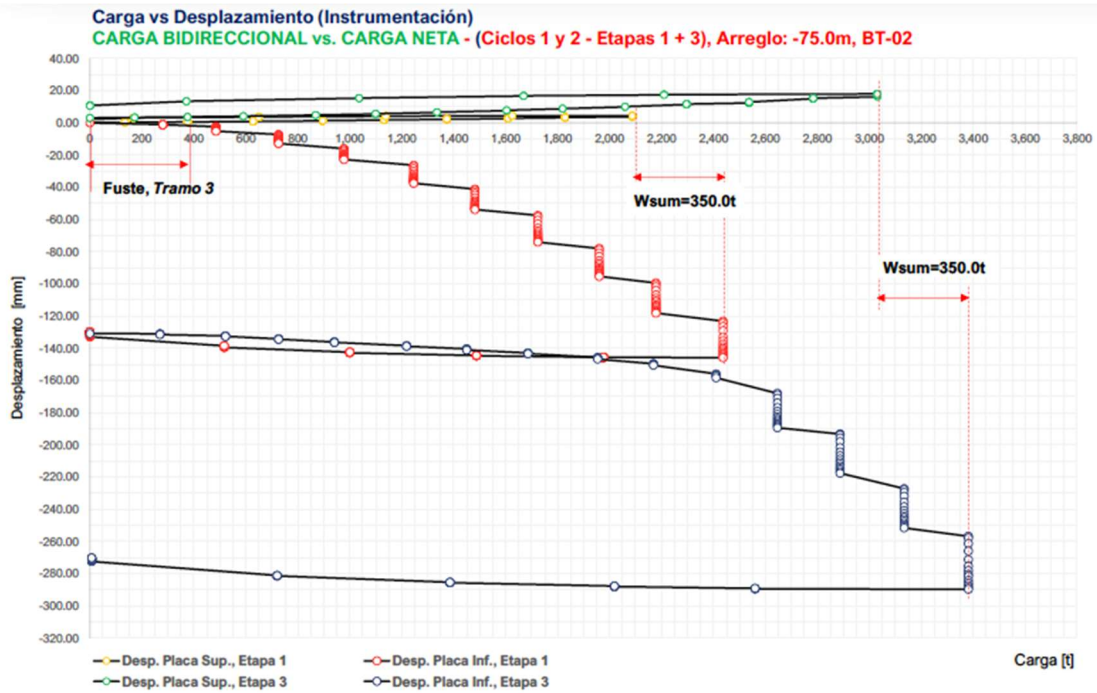


Figura 3.41 Curvas carga-desplazamiento, Etapas 1+3, BT-02.

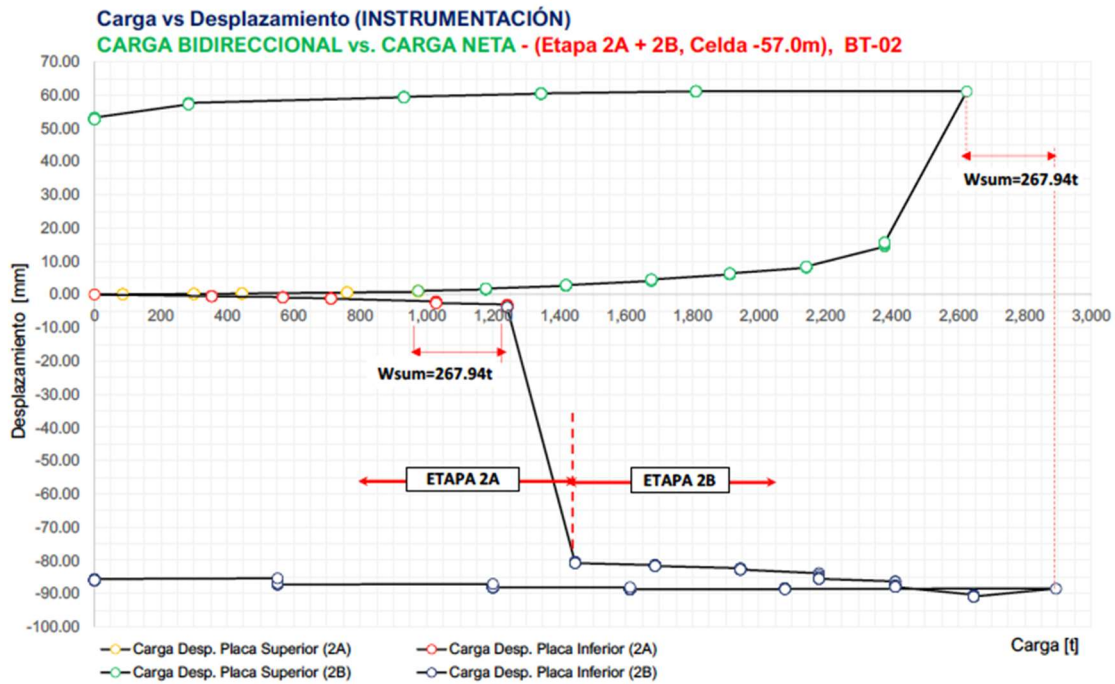


Figura 3.42 Curvas carga-desplazamiento, Etapas 2A+2B, BT-02.

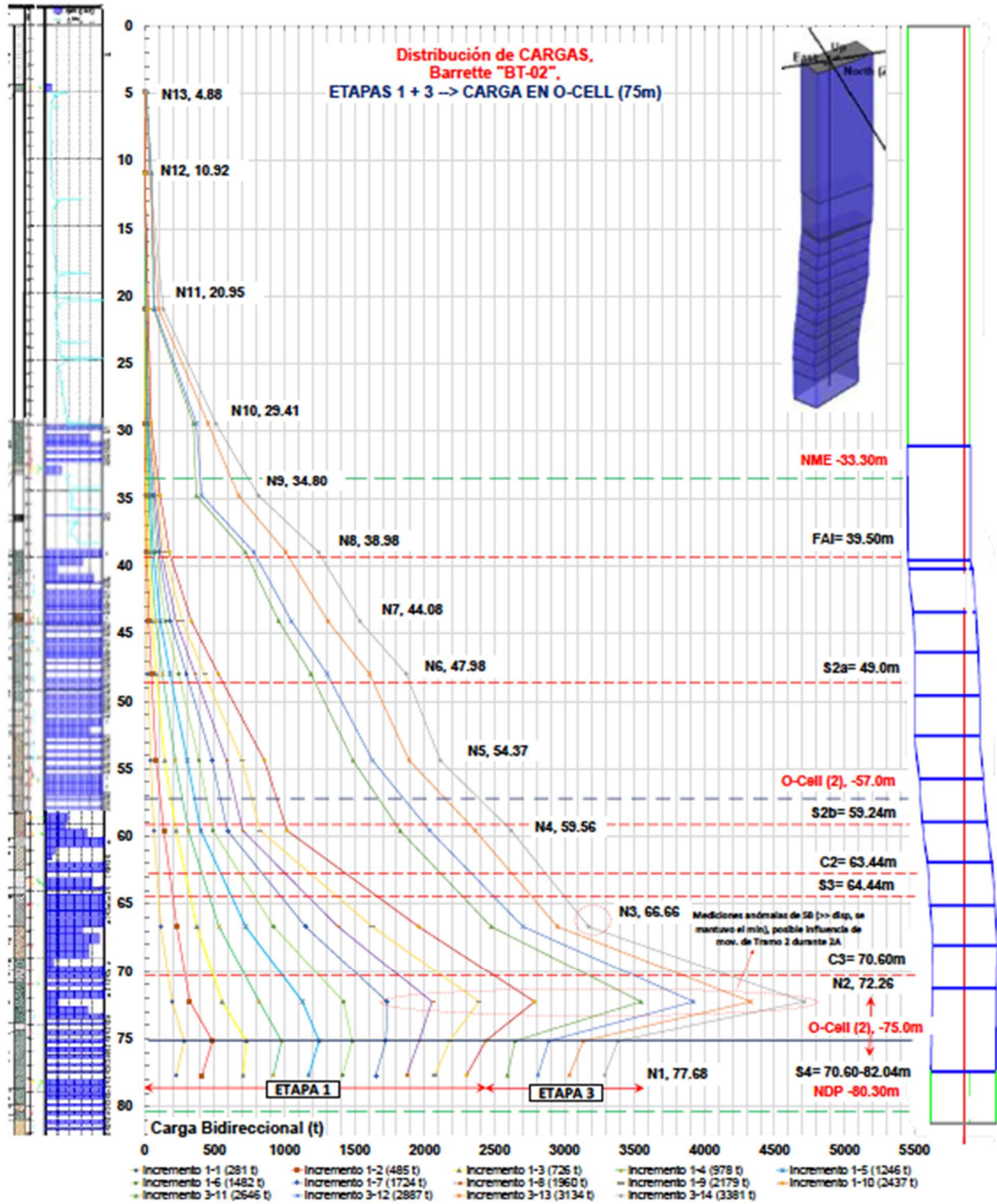


Figura 3.43 Curvas de distribución de carga-profundidad, Etapas 1+3, BT-02.



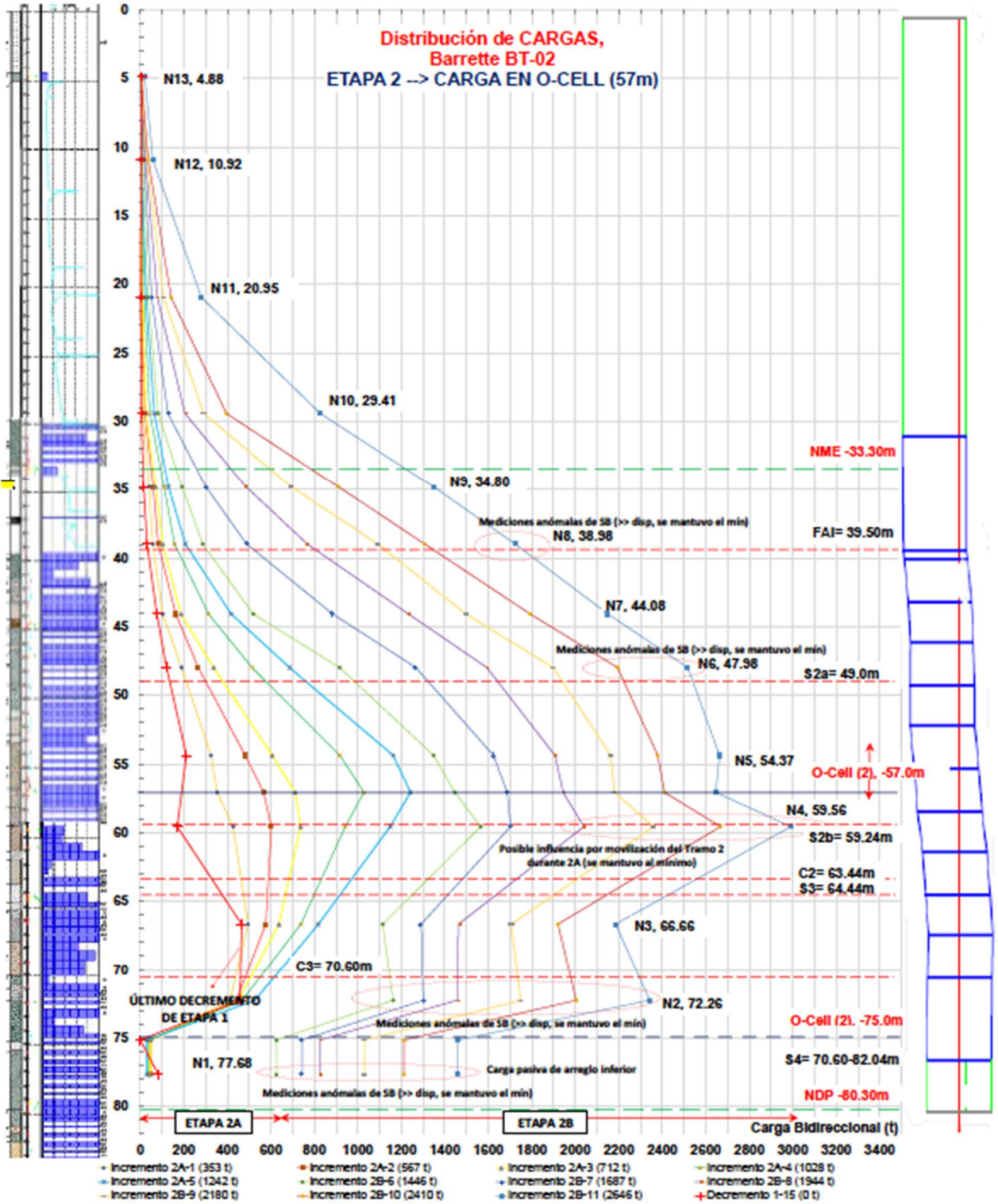


Figura 3.44 Curvas de distribución de carga-profundidad, Etapas 2A+2B, BT-02.

**Discusión de resultados.** Con base en la serie de resultados precedentes se comenta lo siguiente (inGeum, 2021):

- (1) De acuerdo con la interpretación de la distribución de cargas del último nivel “N7” y de los desplazamientos medidos en la cabeza se estimó que el trabajo de la punta comenzó a desarrollarse a partir de desplazamientos del orden de 1.42 y 1.21mm (LT-01 y LT-02) respectivamente y fue a partir de entonces que comenzó a desarrollarse el trabajo conjunto de resistencias y desplazamientos.
- (2) Se efectuó la adecuación de las mediciones de microdeformaciones del nivel “N1” para la construcción razonable de las curvas de distribución de carga/descarga de ambas pilas, no obstante, se visualizó para el nivel “N3” sobre la ocurrencia de la pérdida de carga entre lo aplicado por el sistema de cargas en la cabeza y lo transferido a la profundidad de interés que afectó directamente a la capacidad de carga última del fuste; no obstante lo anterior, se consideró como carga última a la carga máxima transmitida en la cabeza: 2083.12 y 2054.72t.
- (3) El esfuerzo espurio generado por la carga transferida entre la cabeza el nivel “N3” fue considerado como una resistencia independiente y, por ende, no forma parte de la capacidad de carga de ninguna de las pilas.
- (4) De la comparativa entre las curvas de distribución de cargas de ambas pilas se estimó una diferencia en términos de capacidad de carga última total menor del 1% para una  $Q_u=2083.12$  vs.  $2054.72t$  y que produjeron desplazamientos totales del orden de 111.25 y 101.80mm (LT-01 y LT-02 respectivamente). Así mismo, de la carga transferida a la profundidad de interés la diferencia entre valores fue mínima registrando cargas de 1885.38 vs. 1930.07t.
- (5) Para el caso de la resistencia por fricción, se estimó una diferencia menor del 1% entre pilas y con valores de capacidad de carga ultima por fuste de 1187.74 vs. 1181.58t para esfuerzos cortantes laterales del orden de 14.59 vs. 14.78t/m<sup>2</sup>. El desarrollo estas resistencias pico del fuste generaron desplazamientos asociados del orden de 14.84 (1.24% $\emptyset$ ) y de 21.22mm (1.77% $\emptyset$ ) respectivamente.
- (6) En cuanto a la capacidad de carga última de la punta, se estimó una diferencia entre pilas del orden del 6.8% (697.64 vs. 748.50t) que corresponden a esfuerzos máximos de 616.85 vs. 661.82t/m<sup>2</sup>. El trabajo exclusivo de la punta generó desplazamientos del orden de 109.84mm (9.15% $\emptyset$ ) y 100.60mm (8.4% $\emptyset$ ) que corregidos por compresión elástica resultaron en desplazamiento de 91.25 (7.6% $\emptyset$ ) y 79.80mm (6.7% $\emptyset$ ) y a su vez en un aumento de su rigidez del orden de 20 y 23% respectivamente.
- (7) Para ambos casos, casi al inicio del Tramo B-C se registró un reacomodo del material existente a la profundidad de desplante que advirtió sobre la presencia de azolve o material deleznable ocasionando un desplazamiento súbito del orden de 10 y 25mm respectivamente; se considera que este escenario resulta común debido a la complejidad de efectuar una limpieza óptima en la base.

- (8) De acuerdo con las mediciones registradas por los extensómetros o tell-tales instalados entre la punta y el cabezal, se registraron compresiones elásticas del concreto del orden de 20 y 22mm; este acortamiento representó el 18 y 22% de los desplazamientos medidos en el cabezal (111.25 y 101.8mm respectivamente) y que generalmente se soslaya pero que en efecto, tiene un impacto importante en los desplazamientos correspondiente a la punta y que a su vez permiten construir las curvas “fs vs. Desplazamiento corregido” a fin de estimar los desplazamientos exclusivos de la masa de suelo con respecto del fuste.
- (9) Respecto a la variación del esfuerzo cortante de los materiales con respecto del desplazamiento inducido, se concluye que la resistencia por fricción del fuste es un trabajo conjunto de compensación de resistencias en donde se combinan los trabajos tanto de las resistencias pico como de las residuales.
- (10) En lo correspondiente a la comparativa entre al análisis preliminar de campo vs. El análisis definitivo con base en la instrumentación se observó una mejor aproximación para la pila “LT-02” en términos de capacidad de carga ultima (total, punta y fuste), no obstante, para la pila “LT-01” se observan las mismas tendencias de comportamiento.
- (11) De la comparativa anterior también se considera que la estimación de la capacidad de carga última del fuste a través del método gráfico de Tamez (2003) resultó adecuada para la etapa de procesamiento preliminar puesto que se observó una alta proximidad entre los valores obtenidos de la interpretación de la curva “carga-desplazamiento-tiempo” y las resistencias pico obtenidas de las curvas “carga-desplazamiento” individuales tanto de la punta como del fuste. Es decir, en las Figuras 6.22 y 6.24 se observa que la carga última del fuste estimada a través del método de Tamez es muy similar a la resistencia pico obtenida a partir del análisis de distribución de carga y que en todo caso de considerarse la última podría resultar en un criterio conservador debido a que, según el comportamiento del fuste, posterior a alcanzar la resistencia pico se desarrolló una resistencia residual ascendente que, para el final de la prueba, es superior a ésta.
- (12) Se destaca que para ninguno de los casos se alcanzó el criterio de falla que establece la ASTM D1143/1143M en donde se precisa que la carga de falla corresponderá a aquella que ocasione un desplazamiento equivalente al 15% del diámetro del elemento (180mm). No obstante, con base en las curvas “carga-desplazamiento” para el trabajo individual de la punta se observó que para el final de la etapa de carga se alcanzó un comportamiento asintótico e incluso decreciente para el último incremento de carga por lo que, se asume que, en efecto, se presentó un comportamiento franco de falla.
- (13) Finalmente, se recomienda determinar la capacidad de carga admisible ( $Q_{adm}$ ) en función de tres criterios:
- (A) Desplazamientos máximos admisibles en función del comportamiento estructural esperado y bajo el cumplimiento del estado límite de servicio para las condiciones del proyecto.
  - (B) La correspondiente a la rama de carga asociada principalmente al trabajo del fuste que se da para desplazamientos del orden de 14.84 y 21.22mm.
  - (C) Un medio de la capacidad de la carga última total a fin de mantener un factor de seguridad,  $FS=2.0$ .

(14) En cuanto a las recomendaciones para el diseño estructural de los elementos, las rigideces presentadas tanto para el fuste como la punta deberán ser consideradas en el modelado correspondiente.

### *3.7 Comentarios sobre la prueba bidireccional*

En un ensaye con celda bidireccional, aunado a un par de instrumentos de medición de deformación en el interior de la pila, se obtiene la siguiente información:

- Valores separados de la resistencia de punta y de fricción
- Un estimado de la carga residual
- Curvas de transferencia de la pila
- Curvas del movimiento de la punta-carga (función q-z)
- Datos para realizar análisis de asentamientos
- Valores del módulo de reacción vertical

**Cargas altas.** Cuando se aplican cargas superiores a 5000 t, el sistema de reacción con marcos empieza a presentar problemas prácticos: costo, transporte, tiempo de instalación, pilas de anclaje, aplicación de la carga. De hecho, con este sistema se alcanzan cargas cada vez mayores; el récord reportado es de 33,000 t, en un puente en el estado de Ohio, EE.UU. ([www.loadtest.com](http://www.loadtest.com)).

**Pilas de producción.** Es factible utilizar la pila de prueba como pila definitiva, una vez realizado el ensaye.

**Fricción en empotramiento.** En caso de empotramiento de la pila (roca, estratos competentes), es posible evaluar adecuadamente el comportamiento por fricción en esa zona, al colocar la celda para aplicar la carga directamente en esa área.

**Costo.** En la Figura 3.45 se muestra la comparación entre el costo de pruebas convencionales *vs.* Pruebas con celda bidireccional, en Estados Unidos de América, en 2003. Se advierte que el costo es similar en cargas de hasta 10 MN, a partir de la cual las pruebas con celda bidireccional son más eficientes en su costo, y sin lugar a dudas a partir de 25 MN (Fellenius, 2018).



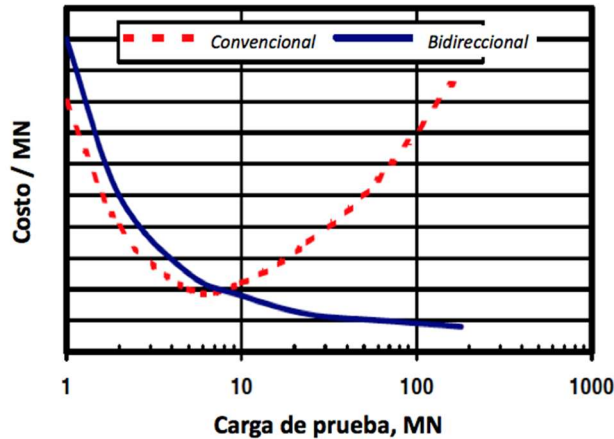


Figura 3.45 Comparación de costo entre ensayos convencionales *vs.* Celda Osterberg, adaptado de England (2003).

**Nivel de esfuerzo.** En una prueba bidireccional, solamente la mitad del esfuerzo se aplica al concreto, comparado con una prueba equivalente con marcos de reacción. Esto permite realizar el ensaye con mayor anticipación.

En México, esta prueba se ha llevado a cabo sólo en una ocasión (Schmitter, 2016), pero con resultados muy limitados y poco satisfactorios, por lo que se considera que la experiencia en México es prácticamente inexistente.

En este trabajo, se busca implementar la tecnología de pruebas de carga en pilas de cimentación, usando una nueva celda de carga bidireccional, lo que permitirá la realización de un mayor número de pruebas, en mejores condiciones, e incrementando la seguridad y la confiabilidad de las construcciones.

Algunas de las ventajas de la prueba de carga con celda bidireccional:

- La posibilidad de aplicar cargas más grandes respecto al método convencional. Este aspecto cobra cada vez mayor importancia, al requerirse mayores cargas en las pilas.
- Al poderse aplicar mayores cargas, en la mayoría de los casos es posible hacerlo en pilas con las características geométricas de las pilas de producción, sin necesidad de hacerlo en pilas de menores dimensiones, para luego escalar los resultados.
- Con celdas multinivel, o con la instrumentación adecuada, es posible aislar las resistencias de punta y fricción de los diferentes estratos de suelo.
- El procedimiento de carga es estático, y puede mantenerse, con lo que es posible observar el comportamiento con el tiempo (*creep*).

Algunas de las limitaciones de la prueba de carga con celda bidireccional:

- Se debe pre-determinar qué pila será ensayada para colocar las celdas antes de la construcción de la pila; no es posible ensayar una pila ya construida a la que no se le hayan colocado las celdas previamente.
- Para cada celda instalada, la prueba está limitada a la falla de una parte de la pila, a menos que se instalen celdas multinivel.
- El comportamiento de una pila de producción, sujeta a carga en la cabeza, está sujeto a una interpretación y puede requerir la extrapolación de datos, en algunos casos.
- La capacidad de carga por fricción en una prueba convencional y, en general, durante el trabajo de una pila de producción, es hacia abajo. En la prueba bidireccional la fricción se mide con fuerza hacia arriba; diferentes investigadores han determinado que los valores de la fricción son distintos hacia arriba y hacia abajo. Este aspecto se estudia con detalle en el capítulo 4.

La prueba de carga bidireccional provee una herramienta accesible para evaluar el comportamiento de las pilas de cimentación; en muchos casos, es el único procedimiento práctico para tener ensayos en el sitio, debido a la magnitud de las cargas requeridas. En la Figura 3.46 se muestra el incremento de cargas alcanzadas con este tipo de ensayos, en poco menos de 20 años. El alcance que tiene este sistema permite resolver una amplia gama de problemas de pruebas de carga.

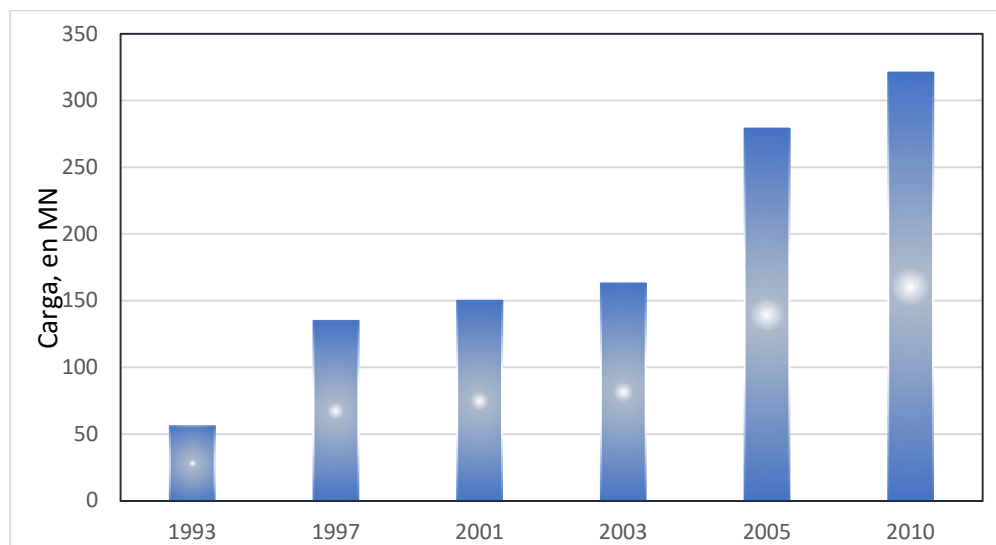


Figura 3.46 Desarrollo de las máximas cargas en pruebas de carga con celda bidireccional, con datos de England and Cheesman (2006) y Hayes (2012).

## 4 Capacidad de carga por fricción en tensión

Como se comentó en el capítulo 3, en una prueba bidireccional la fricción se desarrolla hacia arriba, como se muestra en la Figura 3.1. Así, es importante diferenciar el desarrollo de fricción en compresión hacia abajo (en prueba convencional) y hacia arriba (en prueba bidireccional). Efectivamente, hay diferencias importantes en la superficie de falla en ambos casos, como se observa en la Figura 4.1. Asimismo, esta superficie es diferente cuando se trata de grupos de pilas o pilotes, pero ese análisis está fuera del alcance de este trabajo.

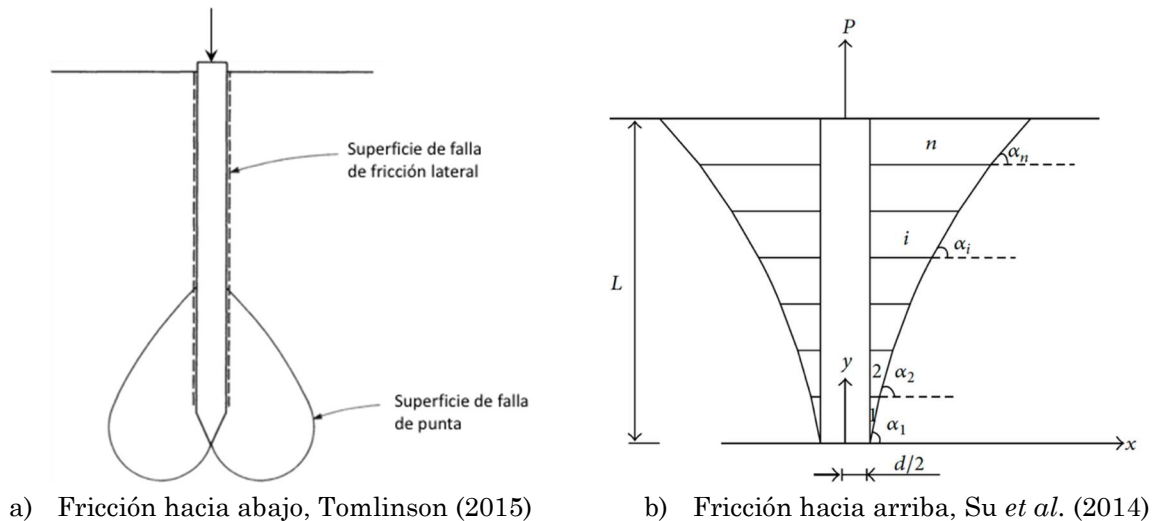


Figura 4.1 Superficies de falla por fricción para diferentes direcciones de carga.

Se conocen diferentes enfoques para estudiar este problema: modelos analíticos, modelado numérico, ensayos en modelos a escala y pruebas de carga en campo, que se comentarán a continuación.

### 4.1 Modelos analíticos

El proceso de transferencia de carga y mecanismo de falla se muestran en la Figura 4.1b. El desplazamiento relativo entre la pila y el suelo ocurre al aplicarse la carga de tensión, y se transfiere al suelo a través del fuste de la pila. Al incrementarse la carga y acercarse a un valor crítico, se produce la falla por cortante en el suelo y entonces la pila y el suelo son extraídos.

La capacidad por fricción en suelos granulares se expresa en forma general como:

$$Q_{uf} = \frac{1}{2} (K_s \tan \delta \gamma L) A_s \quad (4.1)$$

donde

$K_s$	coeficiente de empuje de tierras
$\delta$	ángulo de fricción suelo-pila
$\gamma$	peso volumétrico del suelo
$L$	longitud efectiva de la pila
$A_s$	área lateral de la pila

Diferentes autores proponen herramientas analíticas para resolver este problema, con las correspondientes superficies de falla supuestas, que se ven reflejados básicamente en el valor de  $K_s$ , como se muestra en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Valores de  $K_s$  y  $\delta$

Referencia	$K_s$	$\delta$	Observaciones
Meyerhof and Adams (1968)	0.9	$\phi$	Varía linealmente con $L/d$
Clemence and Veesaert (1977)	$K_0 = 1$	-	-
Ismael and Klym (1979)	1.6	$\phi$	-
Surterland <i>et al.</i> (1982)	$K_0$	-	-
NAVFAC (1984)	0.5 0.5-1.0 1.0-2.0	-	Pila Pilote H hincado Pilote hincado
Levacher and Sieffert (1984)	$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)$	-	-
Chattopadhyay and Pise (1986)	$K_a$	-	-
Bobbitt and Clemence (1987)	-	-	60% del valor de Meyerhof and Adams
Dickin (1990)	$K_0 = 1$	$\phi$	-
Ghaly <i>et al.</i> (1991)	$K_p$	$0.6-0.7\phi$	-
Kulhawy (1991)	$K_a - K_0$ $K_0 - 1$ $1 - K_p$	$0.7\phi$	Arena suelta Arena media Arena compacta
Ilamparuthi and Dickin (2001)	$0.8-1.0 \sqrt{K_p}$	$\phi$	-
Das (2010)	$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)$	$\phi/2 - 2\phi/3$	-

Además, los valores de  $K_s$  y  $\delta$  dependen no solamente de las propiedades del suelo, sino también del método de instalación del elemento. Otros autores:

Briaud (2013) reporta que la superficie de falla de la pila en compresión puede ser diferente de la superficie de falla en tensión. Esto se observó en pilotes metálicos de sección H en arena que tuvieron una carga última en fricción-tensión de la mitad de la de fricción-compresión.

Poulos (2017) recomienda que para suelos relativamente blandos o sueltos,  $f_{st}$  puede tomarse igual que para carga a compresión. Sin embargo, en arenas, De Nicola y Randolph (1993a) demostraron que la relación de la resistencia por fricción en tensión ( $f_{st}$ ) y en compresión ( $f_s$ ) están relacionados con la compresibilidad relativa de la pila (ec.4.2); este efecto se muestra en la Figura 4.2. Se advierte que  $f_{st}$  generalmente es menor que  $f_s$ , a menos que el suelo sea relativamente blando o suelto, o la pila relativamente corta.

$$\frac{f_{st}}{f_s} = \left\{ 1 - 0.2 \log_{10} \left[ 100 \left( \frac{L}{d} \right) \right] \right\} (1 - 8\eta + 25\eta^2) \quad (4.2)$$

$$\eta = \nu_p \left( \frac{L}{d} \right) \left( \frac{G_{av}}{E_p} \right) \tan \delta \quad (4.3)$$

donde:

- L longitud de la pila
- d diámetro de la pila
- $\eta$  factor de compresibilidad adimensional de la pila
- $\nu_p$  relación de Poisson del material de la pila
- $\delta$  ángulo de fricción de la interfase pila-suelo
- $G_{av}$  módulo cortante promedio del suelo a lo largo del fuste de la pila
- $E_p$  módulo elástico del material de la pila

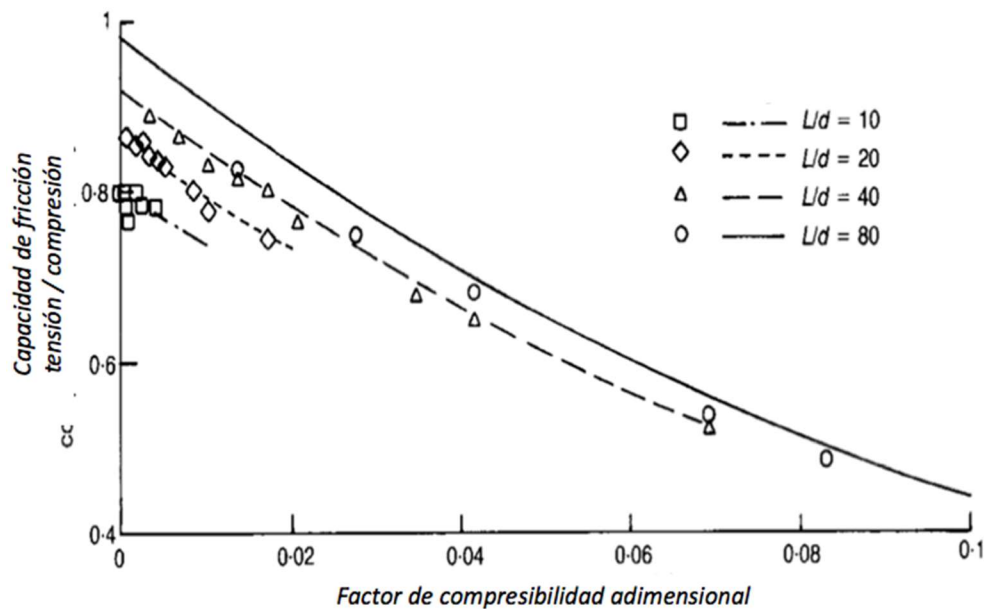


Figura 4.2 Relación entre la capacidad por fricción en compresión y tensión, De Nicola & Randolph (1993a).

La gran variedad de suposiciones en la superficie de falla genera una gran dispersión de los valores de la capacidad de carga en tensión (Figura 4.3), además de que las propiedades del suelo suelen obtenerse de ensayos SPT y CPT, que han obligado a recomendar factores de seguridad conservadores (1.9 – 3.5) o factores de resistencia menores a los de fricción a compresión, ver Tabla 4.2. Para un estudio detallado del factor de resistencia en pilas a tensión, ver Paikowsky *et al.* (2004), Regan *et al.* (2013).

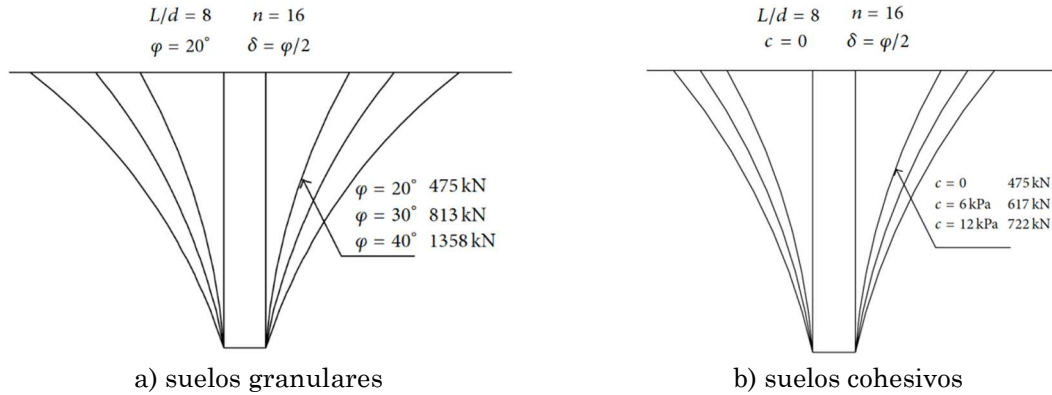


Figura 4.3 Configuración y posición de superficies de falla con diferentes condiciones de suelo, Su *et al.* (2014).

Tabla 4.2 Factores de resistencia de fricción para pilas, Brown *et al.* (2010)

Componente de resistencia	Geomaterial	Método	Factor de resistencia
Fricción en compresión o tensión	Suelos granulares	Beta	0.55 / 0.45
	Suelos cohesivos	Alfa	0.45 / 0.35
	Roca	-	0.55 / 0.45
Fricción en compresión, de pruebas de carga	Todos	-	$\leq 0.7$
Fricción en tensión, de pruebas de carga	Todos	-	0.60

El procedimiento constructivo es un factor que influye notablemente en el cálculo de la capacidad por fricción. En Paniagua y Parra (2022) se presentan algunos métodos que toman en cuenta este efecto.

#### 4.2 Modelado numérico

El modelado numérico es una buena herramienta para examinar el comportamiento de las pilas o pilotes, siempre que el modelo esté verificado previamente. Se han publicado una gran cantidad de investigaciones en las que se modeló numéricamente el trabajo de pilas o pilotes en tensión, algunos se muestran en la Tabla 4.3. Los modelos propuestos por los diferentes autores varían significativamente, dependiendo del tipo de carga, procedimiento de instalación y simetría del problema. Sin embargo, no se encontraron referencias en las que se aplicaran cargas axiales combinadas, de compresión y tensión.

Tabla 4.3 Revisión bibliográfica de análisis numéricos para pilas en tensión

Referencia	Herramienta de análisis	Suelo	Elemento	Calibración
Indraratna <i>et al.</i> (1992)	MEF	Arcilla	Pilotes centrifugados hincados	Pruebas de carga
Van Baars and van Niekerk (1999)	MEF Plaxis 2D	Arcilla	Pilas	Pruebas de carga



Prashar (2002)	DF FLAC	Arcilla limosa	Pilotes concreto hincados	Pruebas de carga estática y dinámica
Dickin (2002)	MEF axisimétrico	Arena	pilotes	Pruebas en centrífuga
Johnson (2005)	MEF Abaqus 3D	Arena	Pilas	Modelo a escala
Yan and Gao (2010)	MEF axisimétrico	Elasto-plástico	Pilotes	-
Faizi (2013)	MEF Plaxis 2D, 3D	Arena	Pilotes	Modelo a escala
Salhi <i>et al.</i> (2014)	MEF axisimétrico Plaxis	Arena	Pilotes helicoidales	Modelo a escala
Pusadkar and Ghormode (2015)	MEF Midas 3D	Arcilla/arena	Pilotes	-
Knappett <i>et al.</i> (2016)	MEF	Arena	Pilotes helicoidales	Modelo a escala Modelo analítico Pruebas de carga
Yannie (2016)	MEF	Arcilla	Pilotes	Pruebas de carga Modelo analítico
Abazi <i>et al.</i> (2018)	MEF	Arena	Pilotes concreto hincados	Pruebas de carga
Cerfontaine <i>et al.</i> (2019)	MEF	Arena	Pilotes helicoidales	Pruebas en centrífuga
Emirler <i>et al.</i> (2019)	MEF Plaxis 3D	Arena	Pilotes	Modelo analítico
Lu <i>et al.</i> (2019)	MEF 3D	Arcilla expansiva	Pilotes	-
Ashour and Abbas (2020)	MEF	Suelo estratificado	Pilotes	Pruebas de carga
Han <i>et al.</i> (2020)	DF FLAC 3D	Limo en permafrost	Pilas tronco-cónicas	Modelos en sitio
Zhou <i>et al.</i> (2020)	MEF Abaqus 3D	Arena limosa	Pilas raíz Pilas rectas	Pruebas de carga

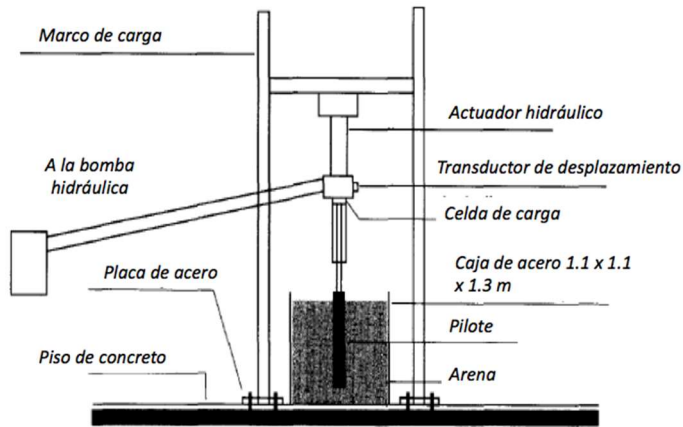
## Notas

MEF Método de elemento finito  
DF Método de diferencias finitas

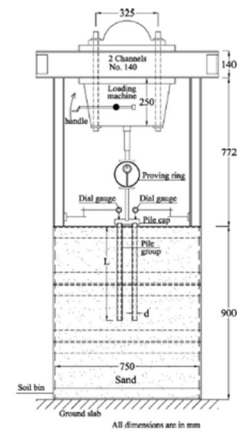
Los MEF y DF son herramientas racionales para analizar este problema complejo; sin embargo, se ve limitado por los datos con los que se alimenta el modelo y los modelos constitutivos que describen el comportamiento del suelo y la pila bajo carga. Se requiere de trabajo experimental para validar los resultados.

### 4.3 Ensayos en modelos a escala

Los modelos a escala reducida en laboratorio se han empleado para estudiar la respuesta de pilas/pilotes bajo cargas a tensión, como se muestra en las Figuras 4.4 y 4.5. En la Tabla 4.4 se presentan algunos trabajos reportados en la literatura.



Adaptado de Alawneh *et al.* (1999)



Gaaver (2013)

Figura 4.4 Esquema del arreglo de pruebas de tensión en modelos a escala

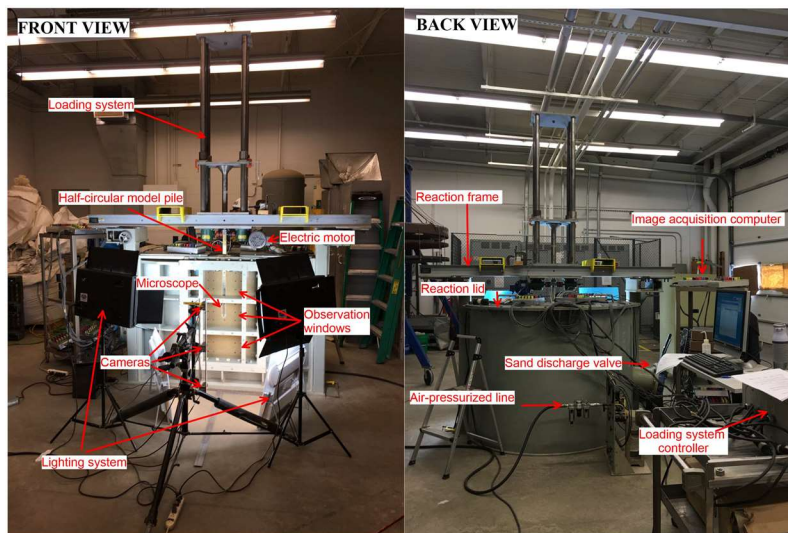


Figura 4.5 Vista de la cámara de calibración con correlación digital de imagen, Galvis-Castro *et al.* (2019).

Tabla 4.4 Resumen de pruebas de compresión y tensión en modelos a escala

Referencia	Método	Tipo de pilote	Procedimiento de instalación	Suelo	$f_{st} / f_{sc}$
Zeevaert (1983)	Cámara holandesa	Circular	-	Arcilla remoldeada	-
Rao & Venkatesh (1985)	Prueba estática en cámara de calibración	Circular boca cerrada	Hincados con presión	Arena suelta y compacta	0.20 – 0.90

Jaime <i>et al.</i> (1991)	Prueba estática en consolidómetro gigante	Circular, cuadrado y triangular	Hincados con presión	Arcilla reconstituida	0.81-1.17
Amira <i>et al.</i> (1995)	Prueba estática en cámara de calibración	Circular boca cerrada	Preinstalados	Arena Inagi compacta	0.48 – 0.80
Alawneh <i>et al.</i> (1999)		Circular boca abierta, boca cerrada	Hincados con presión y a golpes	Arena	-
De Nicola & Randolph (1999)	Prueba estática en centrífuga	Circular boca cerrada y boca cerrada	Hincados	Arena sílica media a compacta	0.52 – 0.86
Naggar & Wei (2000)	Prueba estática en cámara de calibración	Escalonados y rectos	Preinstalados	Arena media y compacta	0.33 – 0.99
Deeks & White (2006)	Prueba estática en centrífuga	Circular boca cerrada	Hincados con presión	Arena media a compacta	0.69
Beijer-Lundberg (2010)	Prueba estática en centrífuga	Circular boca cerrada	Hincados con presión	Arena suelta, media y compacta	0.50 – 0.70
Gaaver (2013)	Prueba estática	Circular boca cerrada	Preinstalados	Arena	-
Prezzi & Basu (2017)	Prueba estática en cámara de calibración	Semicircular boca cerrada	Hincados con presión	Arena media a compacta	0.51 – 0.88
Galvis-Castro <i>et al.</i> (2019)	Prueba estática en cámara de calibración	Semicircular boca cerrada	Preinstalados	Arena sílica	0.96 – 1.02

$f_{st}$  fricción en prueba de tensión

$f_{sc}$  fricción en prueba de compresión

Se observa que los resultados varían en función de diversos factores: relación L/D, condiciones del suelo (en arena, fundamentalmente la compacidad relativa), factor de escala, rugosidad entre pilote-suelo.

#### 4.4 Ensayos a escala natural

Se han reportado ensayos a escala natural para investigar la capacidad de carga en tensión de pilas y pilotes. En suelos arcillosos, Mohan y Chandra (1961), Turner (1962), Sowa (1970), Zhang *et al.* (2013) presentan resultados en este sentido.

Siguiendo el criterio de Tomlinson, se define el factor  $\alpha$  como la relación entre la fricción lateral (adhesión) y la resistencia no drenada. En la Figura 4.6 se muestra el comportamiento

de este factor en pruebas de tensión, en suelos cohesivos. Se observa una tendencia similar a las de los pilotes trabajando en compresión.

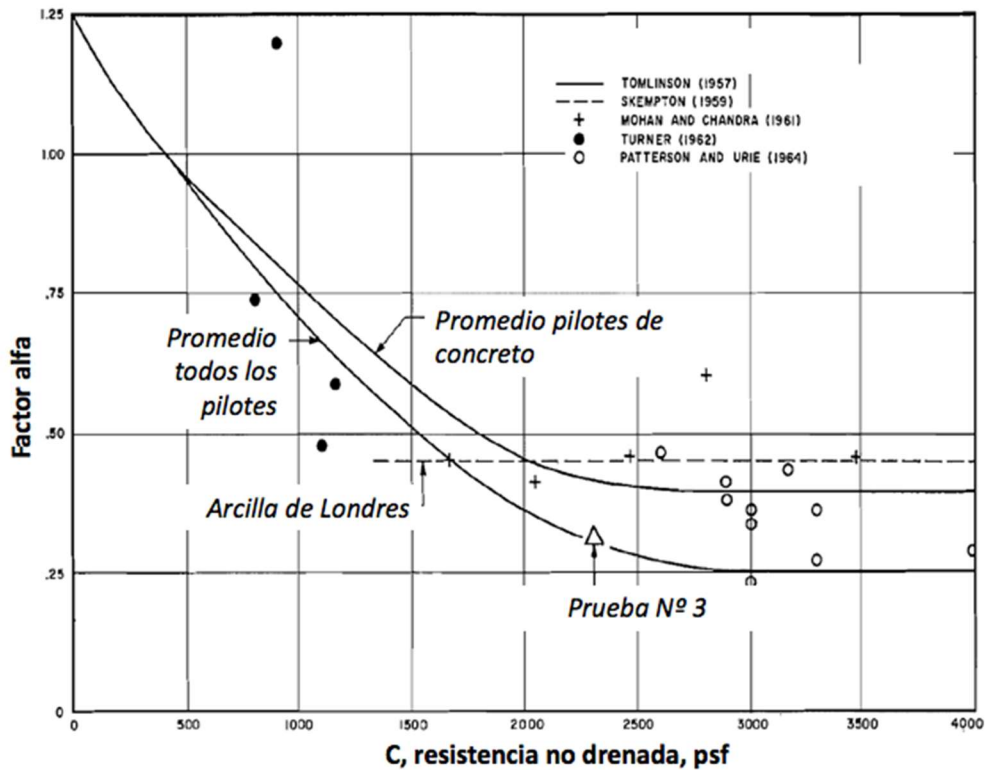


Figura 4.6 Factor  $\alpha$  vs. Resistencia no drenada del suelo, Sowa (1970).

Para contribuir a dilucidar, desde un punto de vista experimental, el fenómeno de la resistencia por fricción en pilas y pilotes sometidos a pruebas de compresión y tensión, se realizó una recopilación de 42 pruebas de carga a escala natural, ejecutadas por el autor, en suelos de la República Mexicana, entre 1999 y 2020. Las pruebas se llevaron a cabo siguiendo las normas ASTM (2013a y 2013b). Algunos aspectos del tipo de arreglo y montaje de las pruebas en pilas se muestran en las Figuras 4.7 y 4.8. En la Tabla 4.5 se presentan los datos generales de estas pruebas; la tabla se complementó con dos casos adicionales que fueron ejecutadas por otros autores, señaladas con una sombra azul.

El procedimiento usado fue el de carga controlada, que permite definir la carga última que soporta la pila, aplicando la carga en incrementos de 12.5% de  $Q_{ult}$  hasta que la velocidad de asentamiento fuera menor que  $250 \mu$ /hora, incrementándose hasta alcanzar la carga máxima programada. Durante el desarrollo de las pruebas, se elaboraron gráficas asentamiento-tiempo, para verificar la condición de velocidad de deformación. Se mantuvo la carga aplicada 12 horas si se cumplía con la velocidad de deformación señalada o 24 horas en caso contrario. La descarga se programó con decrementos del 25 %  $Q_{ult}$ , hasta descargar totalmente.

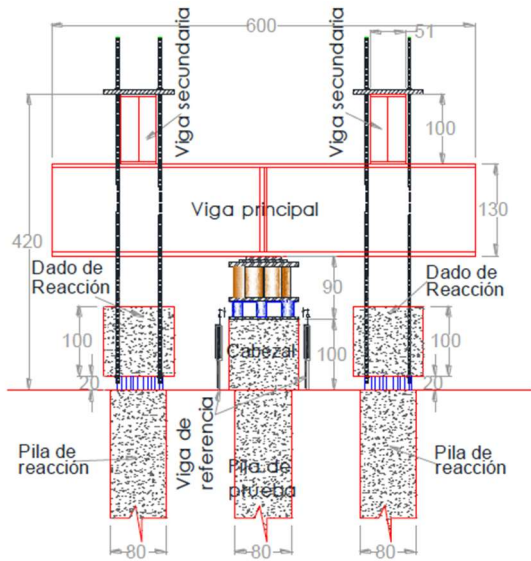


Figura 4.7 Arreglo en pruebas de compresión, Paniagua *et al.* (2011).

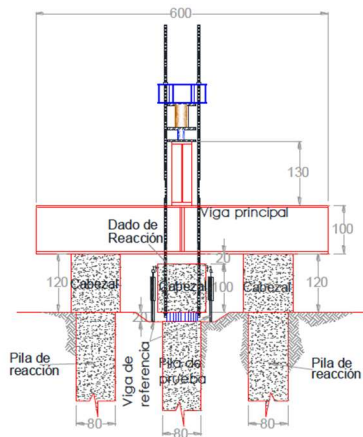


Figura 4.8 Arreglo en pruebas de tensión, Pilotec (2016b).

Tabla 4.5 Datos generales de pruebas de carga de compresión y tensión

Ubicación	Condición	Tipo	ID Prueba	L (m)	D (m)	Referencia
Minatitlán, Ver.	Arena/arcilla	pila	13-14	37.1	0.60	Paniagua e Ibarra (2007)
			18-19	13.0	0.60	
			20-21	31.5	0.60	
			28-29	35.0	0.80	
Cuautitlán, EM	arena/grava	pila	A-72	21.0	0.70	Mendoza <i>et al.</i> (2010)
Naucalpan, EM	limo arenoso	pila	A-241	27.0	0.70	Mendoza <i>et al.</i> (2012)
Cancún, QR	arena/roca	pila	PC1	16.0	0.90	Paniagua <i>et al.</i> (2010)
Tula, Hgo.	Arcilla	pila	PC1-PT1	30.0	0.80	Pilotec (2015a)
Pesquería, NL	arcilla/grava	pila	PC1-PT1	9.0	0.6	Pilotec (2015b)
Lerma, EM	arcilla	pila	PC1-PT1	15.8	1.50	Pilotec (2016a)

Salamanca, Gto.	Arcilla	pila	PCC1-3	18.0	0.80	Pilotec (2016b)
Paraíso, Tab.	Arena	pila	Sitio2-100	31.0	1.00	Pilotec (2020a)
			Sitio2-80	31.0	0.80	
			Sitio2-60	31.0	0.60	
			Sitio4-60	31.0	0.60	Pilotec (2020b)
Coatzacoalcos, Ver.	Arena/arcilla	pila CFA	PC1-PT1	15.0	0.60	Pilotec (2012)
			PC2S-PT2S	15.0	0.80	
			PC2S-PT2	15.0	0.80	
Okahumpa, Fla.	Arena/arena limosa	pila CFA	C1-T1	12.2	0.46	Marinucci and NeSmith (2017)
			C2-T2	18.3	0.61	
Ciudad de México	arcilla	pilote cuad	CUPJ	10.0	0.3	Jaime <i>et al.</i> (1988)
Madero, Tam.	Arcilla	pilote circ	LPT01	24.0	0.40	Paniagua (2002)
			LPT02	24.0	0.40	
Minatitlán, Ver.	Arena/arcilla	pilote cuad	24-25	36.5	0.50	Paniagua e Ibarra (2007)

En las pruebas a compresión, se determinó la carga última con el criterio de Davisson (1972), o con el procedimiento de Chin, en caso de que no se pudiera determinar con el primero.

Para el caso de los ensayos a tensión, la carga última se definió como el menor de los siguientes valores (Prakash and Sharma, 1990):

- La carga correspondiente al desplazamiento medido de 0.25 pulgadas (6.25 mm)
- La carga de falla será la medida en la intersección de las dos tangentes en la curva carga-desplazamiento.
- La carga de falla será aquella en la que el desplazamiento aumente repentinamente en relación a la carga aplicada (el punto donde la curva tenga un movimiento abrupto o pronunciado).

En la Tabla 4.6 se muestran las características de las pilas y pilotes ensayados, así como los principales resultados obtenidos. En la Figura 4.9 se presenta una gráfica con la tendencia de la relación entre la fricción en tensión / compresión *vs.* La relación longitud efectiva / diámetro o lado de la pila o pilote (L/D).



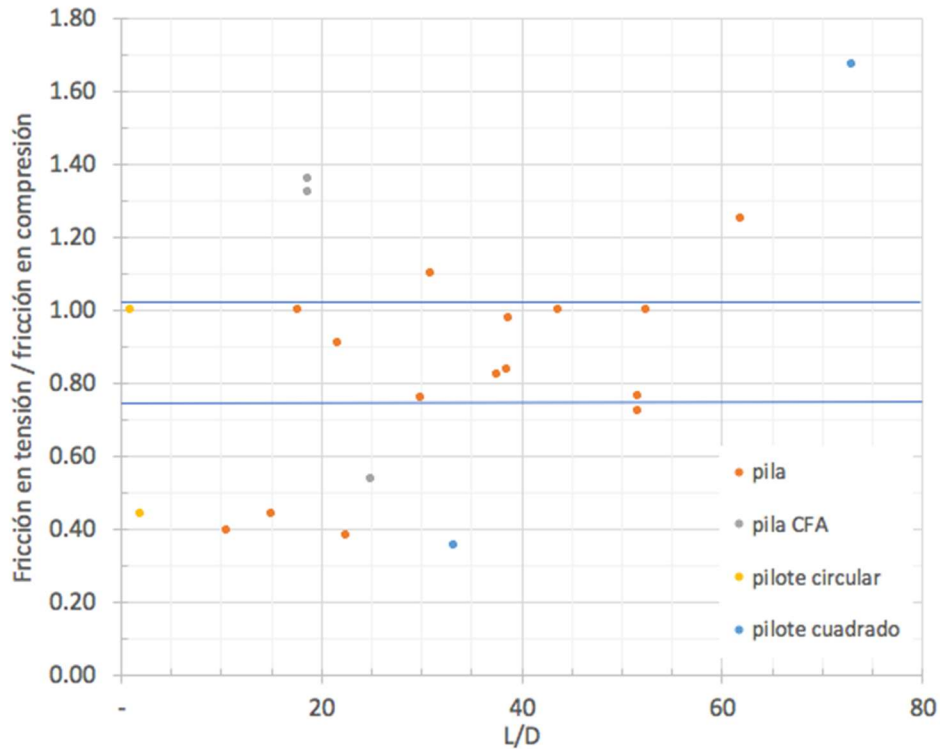


Figura 4.9 Relación fricción en tensión/compresión *vs.* L/D en pruebas de carga.

Se observa lo siguiente:

- La relación fricción en tensión/compresión varía entre 0.38 y 1.65. Estos valores son semejantes a los descritos en la Tabla 4.4, para ensayos a escala.
- La gran dispersión de valores se atribuye a las variaciones en la relación L/D, el procedimiento constructivo, así como el tipo de suelo.
- Aislado los resultados para pilas convencionales (no CFA), en suelos granulares, se aprecia una menor dispersión (con valores entre 0.75 y 1.0), aunque con algunos puntos fuera de esta tendencia.

Tabla 4.6 Resumen de resultados de pruebas de compresión y tensión.

Proyecto	Tipo	ID Prueba	L (m)	D (m)	Fricción (t)	Punta (t)	Compresión			Tensión			
							Total (t)	As (mz)	Isc (t/mz)	Desplazamiento (mm)	Fricción (t)	Desplazamiento (mm)	Ist (t/mz)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Minatitlán	pila	13-14	37.1	0.60	314	503	817	10.49	29.93	392	8.3	37.37	
Minatitlán	pila	18-19	13.0	0.60	142	103	245	3.68	38.63	129	44.3	35.10	
Minatitlán	pila	20-21	31.5	0.60	164	321	485	8.91	18.41	164	3.8	18.41	
Minatitlán	pila	28-29	35.0	0.80	325	120	445	17.59	18.47	325	4.8	18.47	
Cuatitlán	pila	A-72	21.0	0.70	540	460	1000	8.08	66.82	94	94	50.73	
Naucaipan	pila	A-241	27.0	0.70	699	51	750	10.39	67.27	84	84	56.11	
Cancun	pila	PC1	16.0	0.90	1200	0	1200	10.18	117.89	4	4	117.89	
Tula	pila	PC1-PT1	30.0	0.80	610	90	700	15.08	40.45	500	5.75	33.16	
Pesquería	pila	PC1-PT1	9.0	0.60	320	0	320	2.54	125.75	140	1.7	55.02	
Lerma	pila	PC1-PT1	15.8	1.50	890	650	1540	27.92	31.88	349	91.2	12.50	
Salamanca	pila	PCC1-PCC3	18.0	0.80	420	0	420	9.05	46.42	160	2.77	17.68	
Paraiso	pila	SIMO2-100	31.0	1.00	350	385	735	24.35	14.38	384	9.5	15.77	
Paraiso	pila	SIMO2-80	31.0	0.80	225	350	575	15.58	14.44	220	10.5	14.12	
Paraiso	pila	SIMO2-60	31.0	0.60	150	570	720	8.77	17.11	108	51	12.32	
Paraiso	pila	SIMO4-60	31.0	0.60	230	470	700	8.77	26.24	175	60	19.97	
Coatzacoalcos	pila CFA	PC1-PT1	15.0	0.60	506	0	506	4.24	119.31	270	3.8	63.66	
Coatzacoalcos	pila CFA	PC2S-PT2S	15.0	0.80	280	320	600	7.54	37.14	381	18.2	50.53	
Coatzacoalcos	pila CFA	PC2S-PT2	15.0	0.80	280	320	600	7.54	37.14	370	18.2	49.07	
Okahumpa	pila CFA	C1-11	12.2	0.46	270	80	350	2.00	134.92	205		102.44	
Okahumpa	pila CFA	C2-12	18.3	0.61	335	90	425	5.35	62.64	265		49.55	
Madero	pilote circular	LP101	24.0	0.40	60	220	280	3.02	19.89	60	18	19.89	
Madero	pilote circular	LP102	24.0	0.40	100	120	220	3.02	33.16	44	20	14.59	
Minatitlán	pilote cuadrado	24-25	36.5	0.50	98	294	392	73.00	1.34	164	7.1	2.25	
Ciudad de México	pilote cuadrado	CUPJ	10.0	0.30	48.17	7.35	55.52	0.71	68.15	17	22	6.00	

Asimismo, se revisó el comportamiento del módulo de reacción de las pilas, comparando los resultados en compresión *vs.* tensión (Figuras 4.10 y 4.11). Los módulos tangentes se calcularon en la porción elástica de la curva carga-desplazamiento, y los módulos secantes se calcularon con el cociente entre la carga última y el desplazamiento correspondiente.

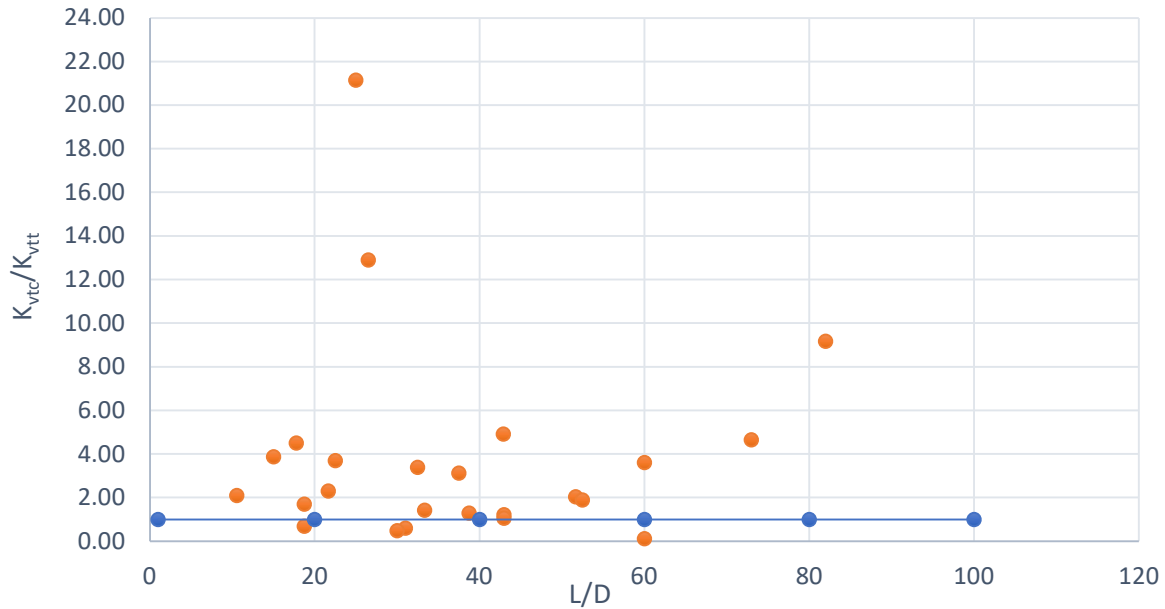


Figura 4.10 Relación entre los módulos de reacción vertical tangentes en compresión ( $K_{vte}$ ) y en tensión ( $K_{vtt}$ ) *vs.*  $L/D$  en pruebas de carga.

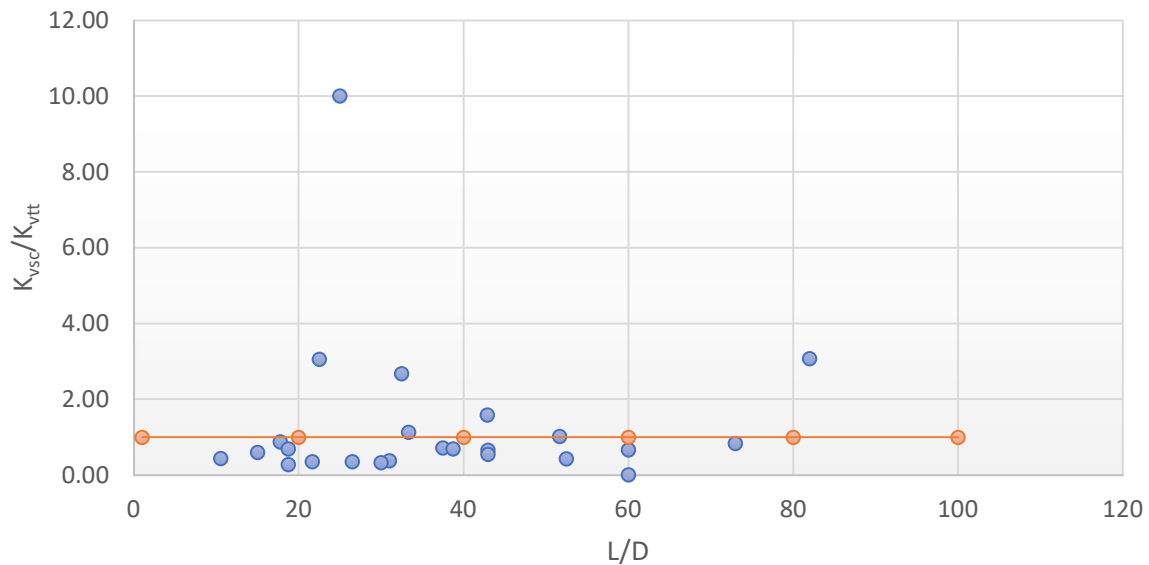


Figura 4.11 Relación entre los módulos de reacción vertical secantes en compresión ( $K_{vsc}$ ) y tangentes en tensión ( $K_{vtt}$ ) *vs.*  $L/D$  en pruebas de carga.

Se observa que la relación entre los módulos tiene una mejor alineación en la Figura 4.11, en la que se comparan los módulos secantes en compresión con los módulos tangentes en tensión; aparentemente, debido a que en esta condición, los niveles de deformación son similares.

#### 4.5 Efecto Poisson

En este apartado se estudia el llamado efecto Poisson, mediante el cual la pila se expande lateralmente cuando se carga en compresión, y se contrae lateralmente cuando se carga en tensión. Esto crea un esfuerzo lateral menor en tensión, respecto de compresión, generando menor capacidad de carga en tensión respecto a la de compresión. Contrario a esto está el hecho que la masa de suelo tiende a relajarse y ceder con el tiempo alrededor de las pilas/pilotes y a mantener los esfuerzos horizontales a largo plazo, como reportan Briaud y Tucker (1989).

Por otro lado, la proporción de áreas que se presentan en una pila convencional es la siguiente: del área transversal total de una pila, el área de acero es del orden del 1% de la primera, y el 99% restante está conformada por concreto, por lo que la relación de Poisson que gobierna el fenómeno es la del concreto, a pesar de la diferencia notable de rigidez en los materiales.

La relación de Poisson del concreto es una función del módulo de elasticidad del material, y a su vez de la resistencia; su valor promedio es 0.2 ( Figura 4.12). La relación de Poisson para el acero es de 0.295 (Oberg et al., 1992). Tomando el promedio pesado de la relación de Poisson, en términos de la proporción de áreas de ambos materiales, se considera que el valor de 0.2 es adecuado para efectos prácticos.

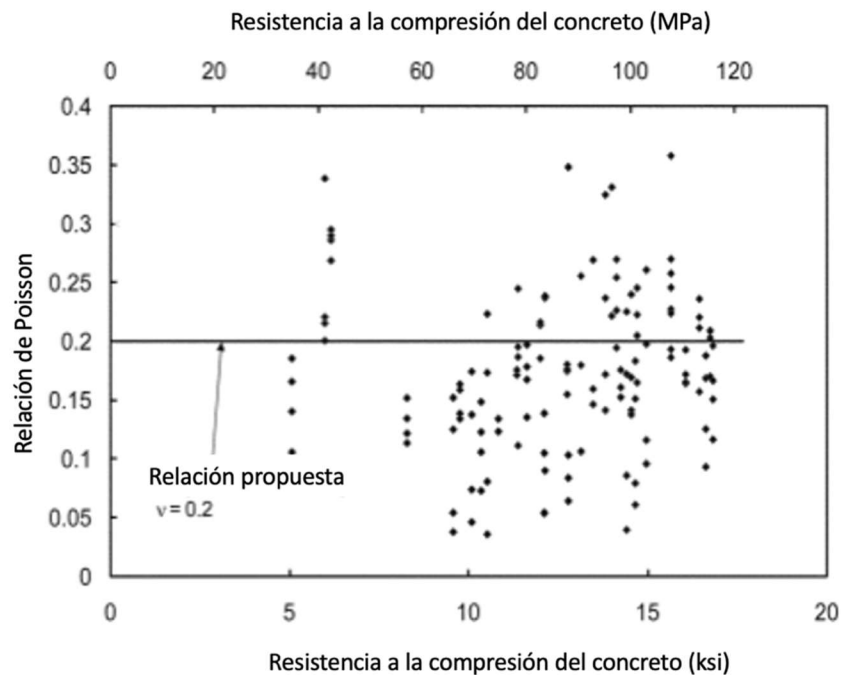


Figura 4.12 Relación de Poisson vs. Resistencia a la compresión del concreto, adaptado de Logan *et al.* (2009).

Para las pruebas de carga en tensión, indicadas en la Tabla 4.6, se graficaron los valores de los desplazamientos laterales para la carga máxima calculados con el valor de relación de Poisson de 0.2, Figura 4.13. Se observa que los desplazamientos laterales, para las cargas máximas aplicadas son mínimas, resultando que para la mayoría de las pruebas se encuentran entre 0.5 y 1.5 mm, por lo que este fenómeno no afecta la capacidad de carga por fricción en tensión.

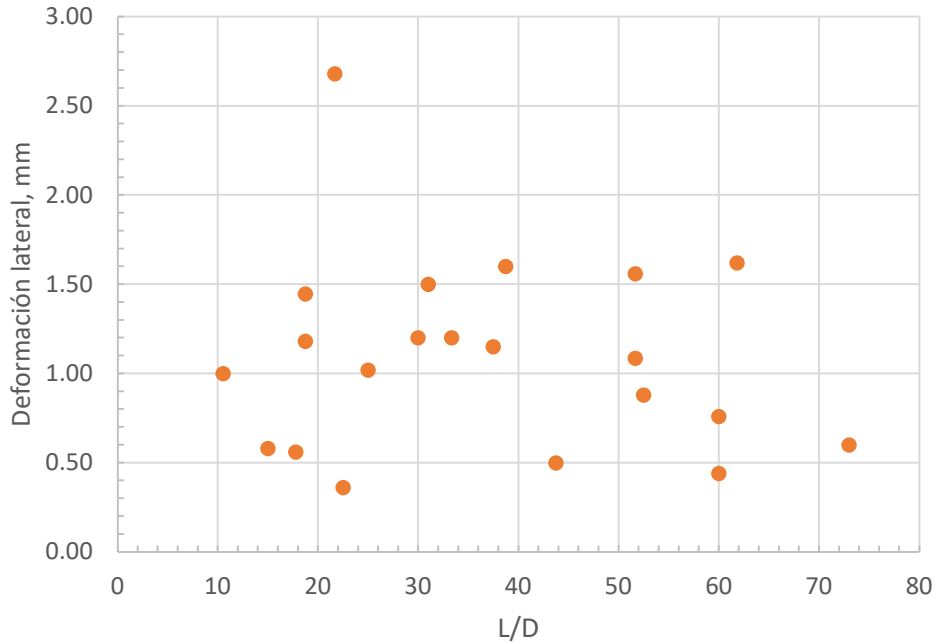


Figura 4.13 Valores de desplazamientos laterales, para las pruebas de carga en tensión indicadas en la Tabla 4.6.

Además, se realizó un modelado numérico de una prueba de carga en tensión, en una pila de 80 cm de diámetro, 11 m de longitud, reforzada con 11 varillas longitudinales del # 6 (ver apartado 6.4.1, Figura 6.8). Considerando que las relaciones de Poisson para el acero y concreto son de 0.27 y 0.20, respectivamente, se calcularon los desplazamientos laterales, para diferentes niveles de carga, como se muestra en la Figura 4.13. Se consideraron dos casos: a) con una distribución uniforme de la carga, con la profundidad; y b) con una distribución lineal de la carga con la profundidad.

Tomando en cuenta los criterios de carga última sugeridos por Prakash and Sharma (1990), se tienen los siguientes valores:

Criterio	Carga última, t
Carga correspondiente al desplazamiento de 6.25 mm	200
Carga medida en la intersección de las dos tangentes en la curva carga-desplazamiento.	320
Carga en la que el desplazamiento aumente repentinamente.	400

De la Figura 4.14, se aprecia que para todos los criterios mencionados, los desplazamientos laterales están entre 1 y 3 mm, aún considerando que la distribución de la carga es uniforme con la profundidad.

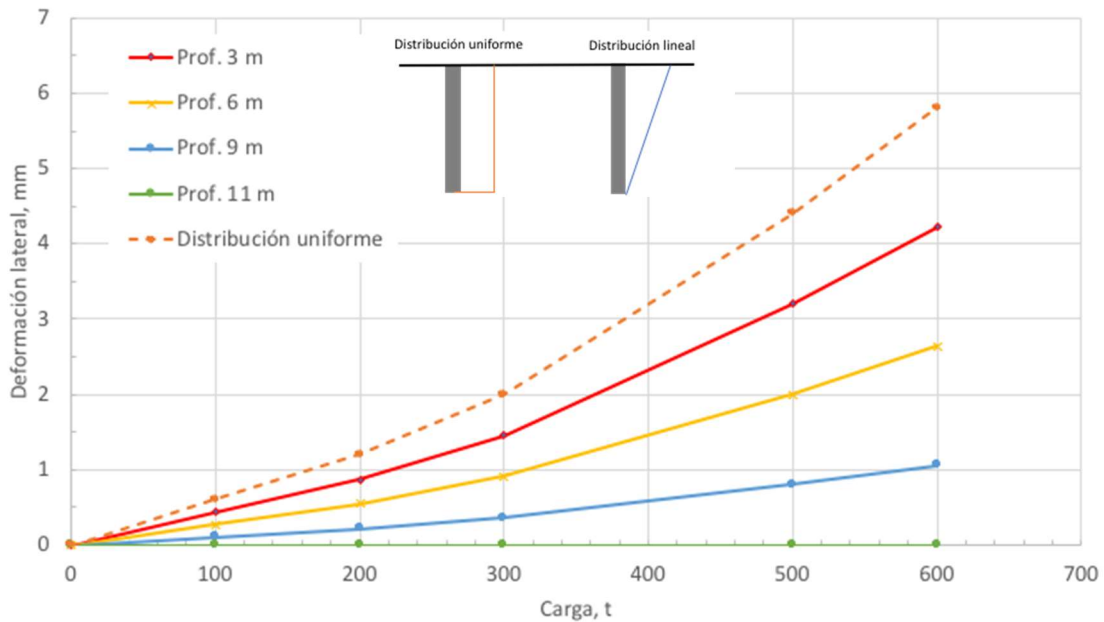


Figura 4.14 Variación de los desplazamientos laterales vs. nivel de carga en una pila de 0.8 m de diámetro y 11 m de longitud.

Se puede concluir que:

- La rigidez del concreto es relativamente alta, comparada con la del suelo, por lo que el efecto del cambio de sección, en una prueba de tensión es despreciable en términos del cambio de esfuerzos laterales que pueda generar sobre la pila, confirmando lo sugerido por England (2012).
- La carga ascendente de la celda bidireccional sobre la pila, que genera fricción sobre el fuste de la misma, es en compresión, por lo que el efecto Poisson en este caso sería favorable, esto es incrementaría el estado de esfuerzos laterales sobre la pila.

#### 4.6 Comentarios a la capacidad de carga por fricción en tensión

Para fines de interpretación, la variación entre la fricción cuando la carga se aplica hacia abajo (como en una prueba de carga convencional) respecto de la que se obtiene cuando se aplica hacia arriba (como en una prueba de carga bidireccional) puede comentarse lo siguiente:

Los bulbos de esfuerzos y las superficies de falla son diferentes en pruebas de tensión y en pruebas de compresión, por lo que las capacidades de carga por fricción también lo serán.



En una prueba de carga convencional es conveniente aplicar un factor de corrección a la fricción medida hacia arriba, para su interpretación en una curva equivalente de prueba de carga convencional. Para el caso de pilas construidas con el sistema de barretón, de acuerdo con el resumen presentado en la Figura 4.8, el factor está entre 0.75 y 1.0. Se sugiere utilizar 0.80.

De los resultados de 42 pruebas de carga (Figura 4.9 y Tabla 4.6), la influencia del procedimiento constructivo reportada en Paniagua y Parra (2022), y tomando en cuenta lo sugerido en AASHTO (2020) y Brown et al. (2010), se proponen los factores de resistencia de fricción para pilas y pilotes, trabajando en tensión:

Tabla 4.7 Factores de resistencia por fricción, para cimentaciones profundas trabajando en tensión

<b>Procedimiento constructivo</b>	<b>Suelos granulares</b>	<b>Suelos cohesivos</b>	<b>Roca</b>
Pilas			
En seco, CFA	0.57	0.28	0.45
Con lodos	0.52	0.25	0.40
Con ademe permanente	0.31	0.15	-
Pilotes			
Concreto	0.45	0.23	-
Acero: H, I, tubo	0.45	0.23	-
Prueba de carga <sup>(1)</sup>	0.75	0.60	0.75

<sup>(1)</sup> Se utilizará el criterio de carga última, sugerido por Prakash y Sharma (1990).

Se hace notar que, para la interpretación de pruebas de carga bidireccional, todos los autores consultados sugieren utilizar 1.0 como factor de corrección; es decir, considerar la fricción hacia arriba, igual que la fricción hacia abajo (Osterberg, 1999; England, 2003, 2009, 2012; Loadtest, 2006; Brown *et al.*, 2010; Metwally, 2016; Fellenius, 2020; Terceros, 2020).

## 5 Curvas carga-desplazamiento y funciones t-z / q-z

En una prueba de carga estática convencional, la resistencia en la porciones superiores de la pila se moviliza primero; así, la resistencia por fricción se moviliza progresivamente desde la cabeza de la pila, hacia abajo. La punta de la pila empieza a recibir carga hasta que la carga moviliza la resistencia por fricción a lo largo del fuste de la pila. Se hace notar que el desplazamiento requerido para movilizar la carga por fricción (del orden del 1% del diámetro de la pila) es mucho menor que el necesario para movilizar la carga por punta (del orden del 10% del diámetro de la pila). Sin embargo, otros factores afectan este comportamiento, como la rigidez de la pila y las variaciones estratigráficas. En el Anexo F se presenta una discusión más detallada de este tema.

Mientras que la resistencia por fricción normalmente tiene un valor máximo evidente, la resistencia por punta continúa incrementándose conforme se incrementa el desplazamiento. La Figura 5.1 muestra las diferentes formas típicas de curvas carga-desplazamiento.

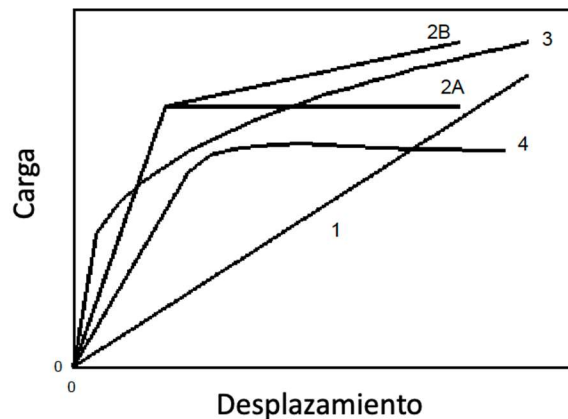


Figura 5.1 Curvas carga-desplazamiento típicas. (1) linealmente elástica, (2<sup>a</sup>) elasto-plástica, (2B) elástica elasto-plástica, (3) hiperbólica, (4) disminuye con la deformación; adaptada de Fellenius (2020).

Las curvas carga-desplazamiento para fricción y punta se conocen como funciones t-z y q-z, respectivamente. La función t-z representa la carga de un elemento pequeño a lo largo de la pila, y no es aplicable a una longitud grande, como la longitud total del elemento.

Para la resistencia por fricción, la curva t-z es un concepto dependiente del esfuerzo cortante unitario, por lo que es cualitativamente independiente del diámetro de la pila. En contraste, para la resistencia por punta, la curva q-z depende del desplazamiento, y es directamente proporcional al diámetro de la pila, para el mismo esfuerzo unitario (a menos que se utilice el esfuerzo normalizado).

Hay más información que analizar de los resultados de una prueba de carga, además de determinar la carga última. Una pila puede modelarse como un conjunto de elementos pequeños, cuya interacción carga-desplazamiento depende de su ubicación, la cual estará asociada a una de las funciones t-z y la función q-z en la punta (Figura 5.2).

Para una prueba de rutina, cuando se tienen solamente los datos de carga-desplazamiento en la cabeza de la pila, la interpretación está limitada a esa medición. Si se cuenta con instrumentación en el cuerpo de la pila, o se realiza una prueba bidireccional, se podrán obtener funciones t-z en cada nivel de instrumentación y función q-z en la punta de la pila.

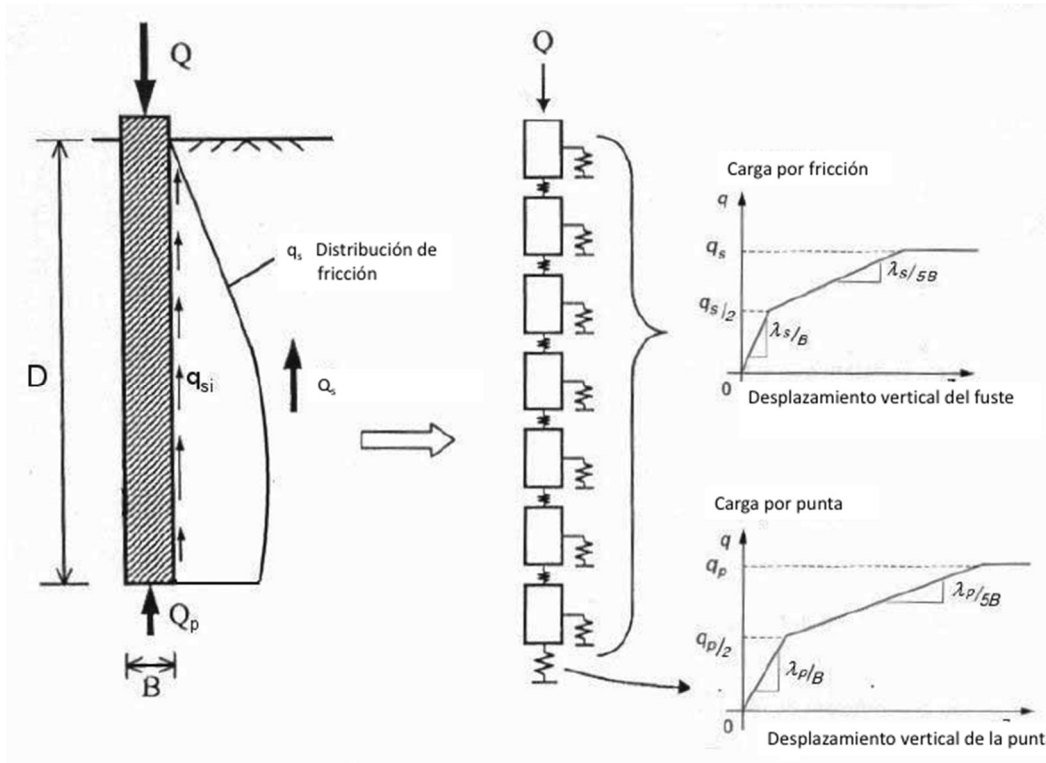


Figura 5.2 Idealización de la respuesta carga-desplazamiento en fuste y punta, con curvas t-z y q-z, adaptada de Frank & Zhao (1982).

Se estudiaron varias funciones t-z/q-z reportadas en la literatura, que son función de valores conocidos, la resistencia  $r_{ref}$  y el correspondiente valor de desplazamiento  $\delta_{ref}$ , además de uno o varios parámetros adicionales, relacionados con la función considerada.

### 5.1 Función proporcional (Gwizdala)

Se puede definir con la ec. 5.1 como la relación entre dos resistencias y la relación de los desplazamientos correspondientes, elevados a un exponente (Fellenius, 1999).

$$\frac{r_1}{r_2} = \left( \frac{\delta_1}{\delta_2} \right)^\theta \quad (5.1)$$

donde:

- $r_1$  resistencia 1
- $r_2$  resistencia 2

- $\delta_1$  desplazamiento movilizado en  $r_1$
- $\delta_2$  desplazamiento movilizado en  $r_2$
- $\theta$  coeficiente de la función;  $0 \leq \theta \leq 1$

En la Figura 5.3 se graficó la ec. 5.1, para diferentes valores del exponente  $\theta$ . Se observa que las curvas con un intervalo del exponente entre 0.05 y 0.30 son típicas de la resistencia por fuste, mientras que la resistencia de punta es similar a las curvas con exponentes entre 0.4 y 1.0. Se han sugerido relaciones del exponente  $\theta$  como una función del tipo de suelo y pila.

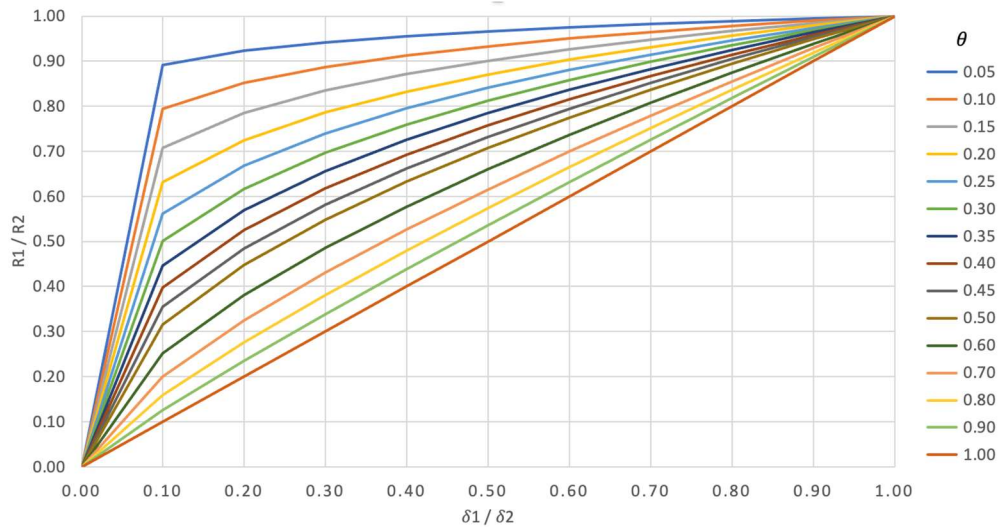


Figura 5.3 Forma de curvas t-z y q-z para la función proporcional, en un intervalo de valores de  $\theta$ .

Realizando un cambio de variables en la ec. 5.1, se puede expresar como se muestra en la ec. 5.2. Se hace notar que  $r_{ref}$  y  $\delta_{ref}$  pueden tomarse de cualquier punto de la curva, siempre que sean correspondientes.

$$r = r_{ref} \left( \frac{\delta}{\delta_{ref}} \right)^\theta \tag{5.2}$$

donde:

- $r$  resistencia de fuste o punta, variable
- $r_{ref}$  resistencia de referencia
- $\delta$  desplazamiento, variable
- $\delta_{ref}$  desplazamiento movilizado en  $r_{ref}$
- $\theta$  coeficiente de la función;  $0 \leq \theta \leq 1$

El concepto de un punto de referencia, para un valor específico de resistencia y desplazamiento, es de utilidad cuando se busca ajustar una función t-z. En la Figura 5.4 se muestra un ejemplo en el que se utilizó como punto de referencia (67.28, 67.3), y exponente de 0.33; obsérvese que ambas curvas coinciden en el punto de referencia.

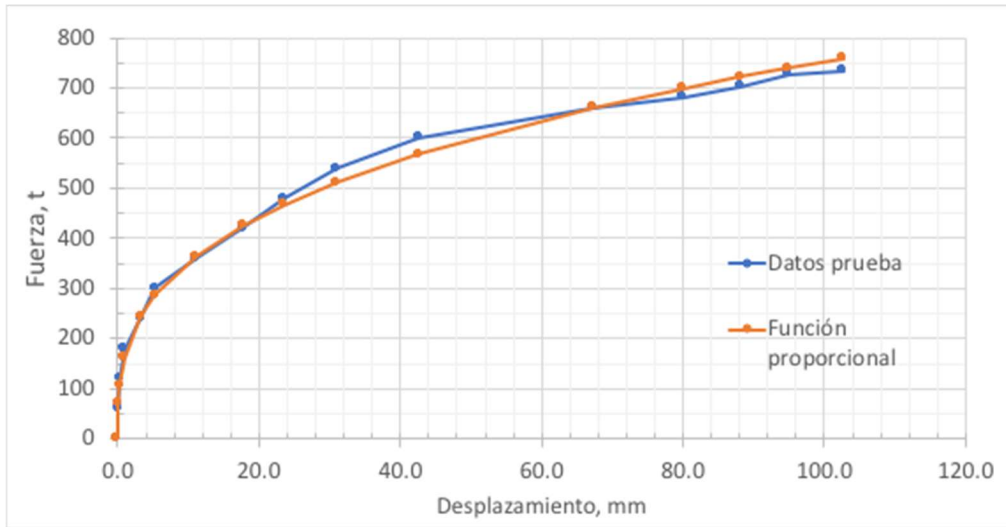


Figura 5.4 Función proporcional y prueba de carga en pila de 100 cm de diámetro y 30 m longitud; datos de Paniagua y Alemán (2021).

### 5.2 Función hiperbólica

Es una expresión conocida, que ajusta las curvas de acuerdo con la función hiperbólica de Chin-Kondner (Chin, 1970):

$$r = \frac{\delta}{C_1 \delta + C_2} \quad (5.3)$$

$$C_1 = \frac{1}{r_{inf}} \quad (5.4)$$

$$C_2 = \delta_1 \left( \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_{inf}} \right) \quad (5.5)$$

donde:

- r      resistencia de fuste o punta, variable
- $\delta$     desplazamiento, variable
- $C_1$     pendiente de la línea en el gráfico Chin-Kondner:  $r/\delta$  vs.  $\delta$
- $C_2$     ordenada al origen del gráfico Chin-Kondner
- $r_1/\delta_1$  cualquier relación resistencia/desplazamiento; usualmente la referencia  $r_{ref}/\delta_{ref}$
- $r_{inf}$     resistencia última, correspondiente a un desplazamiento infinito (valor  $1/C_1$ )

Es común que los coeficientes  $C_1$  y  $C_2$  se determinen gráficamente de los datos de una prueba de carga, como se muestra en la Figura 5.5 ( $C_1=0.0012$ ,  $C_2=0.02$ ), que corresponden a la graficada en la Figura 5.4. En la Figura 5.6 se presentan los resultados de la función ajustada.

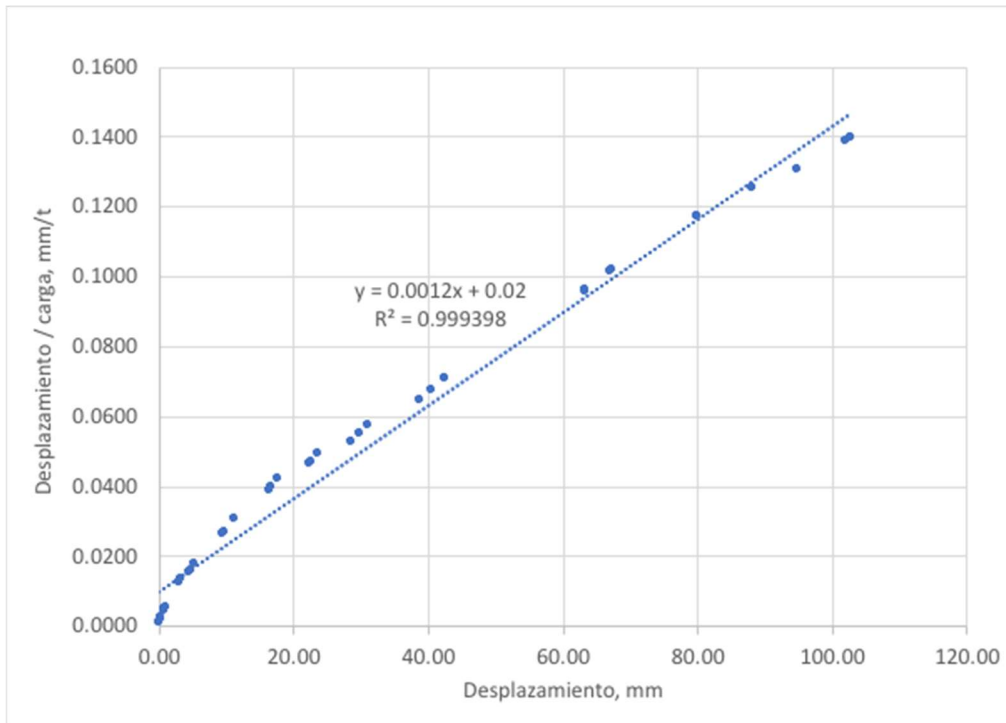


Figura 5.5 Gráfico desplazamiento *vs.* Desplazamiento/carga (Chin-Kondner) en pila de 100 cm de diámetro y 30 m longitud; datos de Paniagua y Alemán (2021).

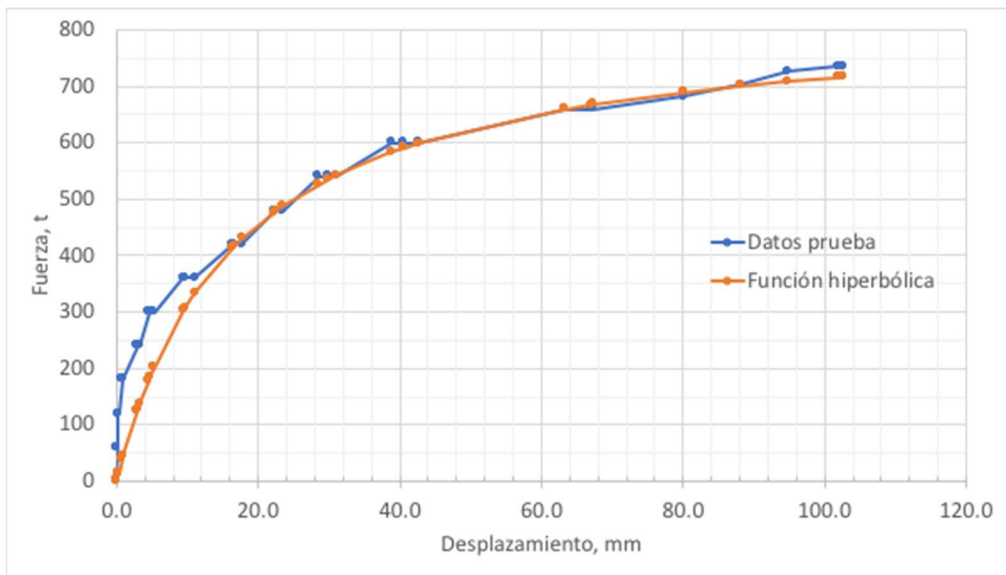


Figura 5.6 Función hiperbólica y prueba de carga en pila de 100 cm de diámetro y 30 m longitud; datos de Paniagua y Alemán (2021).



### 5.3 Función exponencial

Cuando se presenta un comportamiento elasto-plástico en la curva carga-desplazamiento, esta función se ajusta mejor, ec. 5.6, Van der Veen (1953). En la Figura 5.7 se presenta la gráfica para la curva con una resistencia de referencia de 650 t y un exponente de 0.063.

$$r = r_{inf}(1 - e^{-b\delta}) \quad (5.6)$$

donde:

- r resistencia de fuste o punta, variable
- $r_{inf}$  resistencia última, correspondiente a un desplazamiento infinito
- $\delta$  desplazamiento, variable
- b coeficiente de la función exponencial
- e base de los logaritmos naturales = 2.718

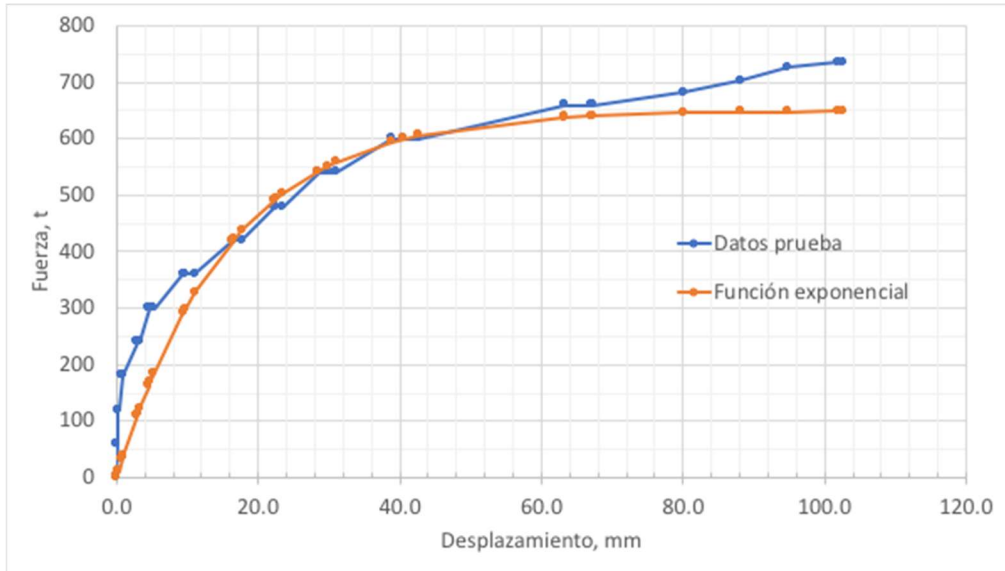


Figura 5.7 Función exponencial y prueba de carga en pila de 100 cm de diámetro y 30 m de longitud; datos de Paniagua y Alemán (2021).

### 5.4 Función Vijayvergiya

Vijayvergiya (1977) presentó la función mostrada en la ec. 5.8, que se puede aplicar a curvas con tendencia a disminuir con la deformación, después de alcanzar la carga pico. En la Figura 5.8 se muestra la gráfica correspondiente, con un valor de  $V=1.65$ , y punto de referencia (63.27, 650).

$$r = r_{ref} \left( V \sqrt{\frac{\delta}{\delta_{ref}}} - (V - 1) \frac{\delta}{\delta_{ref}} \right) \quad (5.7)$$

donde:

- r        resistencia de fuste o punta, variable
- r<sub>ref</sub>    resistencia de referencia
- δ        desplazamiento variable
- δ<sub>ref</sub>    desplazamiento movilizadado en r<sub>ref</sub>
- V        coeficiente de la función, usualmente 2.0

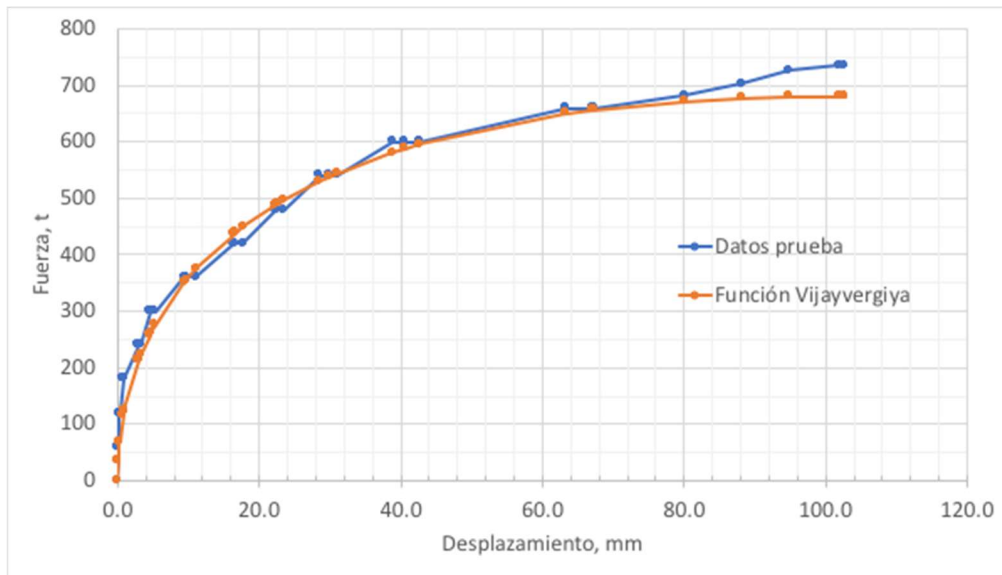


Figura 5.8 Función Vijayvergiya y prueba de carga en pila de 100 cm de diámetro y 30 m de longitud; datos de Paniagua y Alemán (2021).

Existen otras funciones (Fellenius, 2021): Zhang, Hansen 80%, Rahman, Decourt, pero con un mayor número de variables -y de complejidad en el ajuste de la curva-, por lo que no se consideró conveniente incluirlas en este capítulo.

### 5.5 Ejemplos de aplicación

De las doce pruebas de carga de la Figura 2.16, se eligieron algunas que fueran representativas de los diferentes tipos de curvas carga-desplazamiento mostradas en la Figura 5.1. Se seleccionaron cuatro tipos: elástica (1), elásticoplástica (2a), hiperbólica (3) y disminuyendo con la deformación (4), para diámetros de 60, 80 y 100 cm. Las gráficas de cada prueba de carga se presentan en la Figura 5.9. Para las cuatro curvas se ajustaron las funciones proporcional, hiperbólica, exponencial y Vijayvergiya y se muestran en la Figura 5.10.

Asímismo, del mismo proyecto se seleccionaron dos pruebas de carga de tensión con diámetros de 60 y 80 cm, con curvas tipo 3 y 4, que se presentan en la Figura 5.11 y las gráficas ajustadas se muestran en la Figura 5.12, utilizando las mismas funciones mencionadas anteriormente.

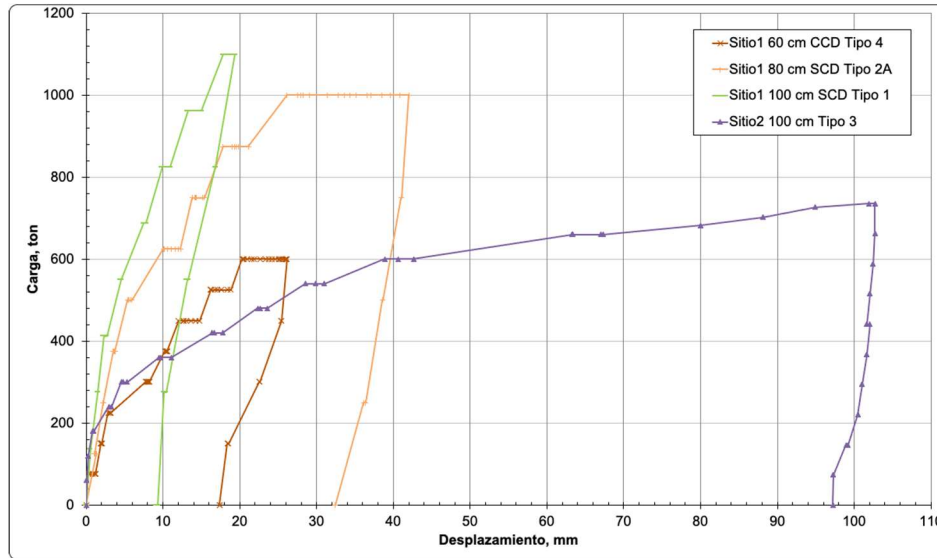
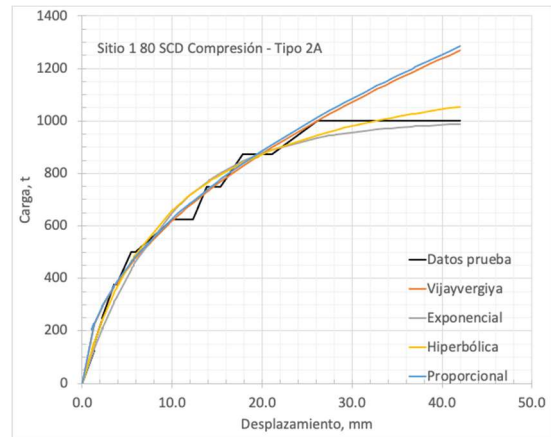
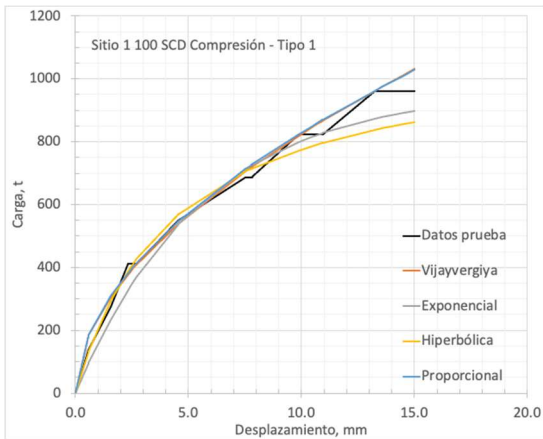


Figura 5.9 Curvas de pruebas de carga de compresión en pilas de 30 m de longitud, Paniagua y Alemán (2021).



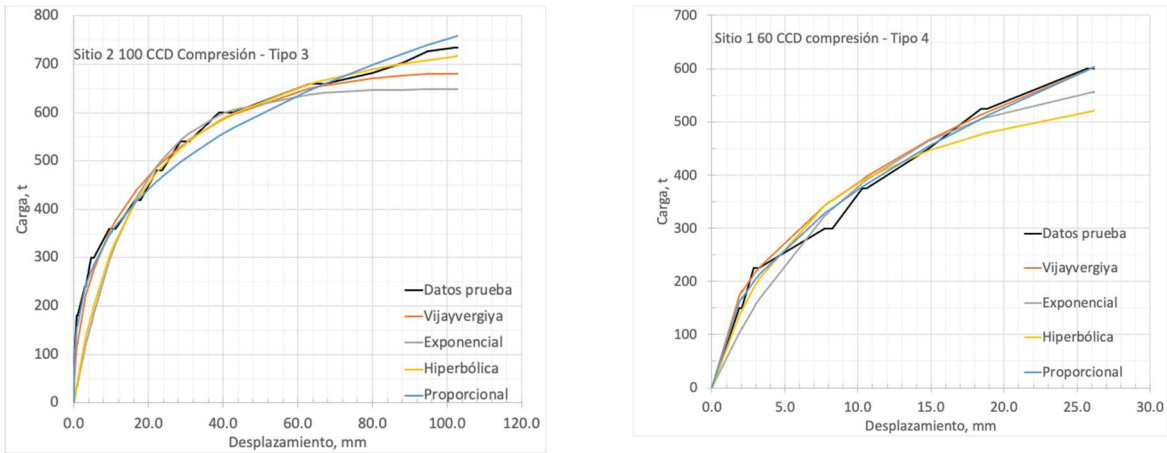


Figura 5.10 Ajuste de funciones a curvas carga-desplazamiento de pruebas de carga de compresión; datos de Paniagua y Alemán (2021).

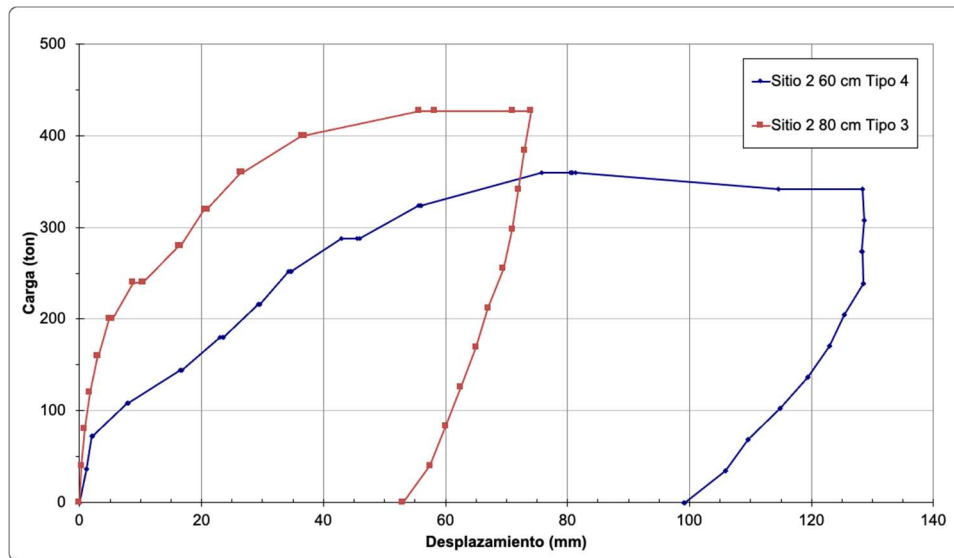


Figura 5.11 Curvas de pruebas de carga de tensión en pilas de 30 m de longitud, Pilotec (2020<sup>a</sup>).

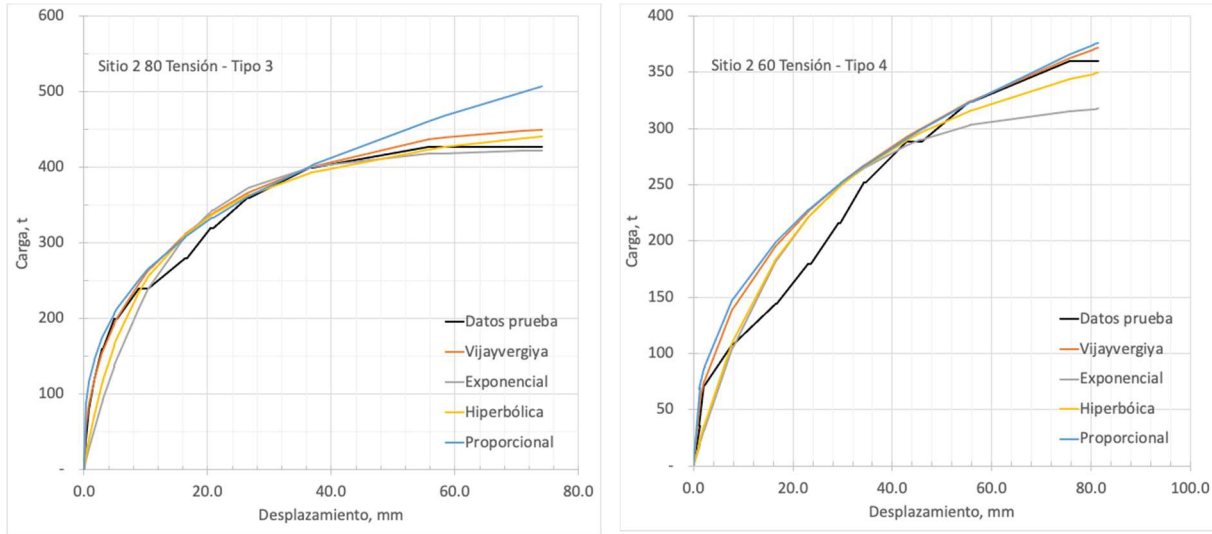
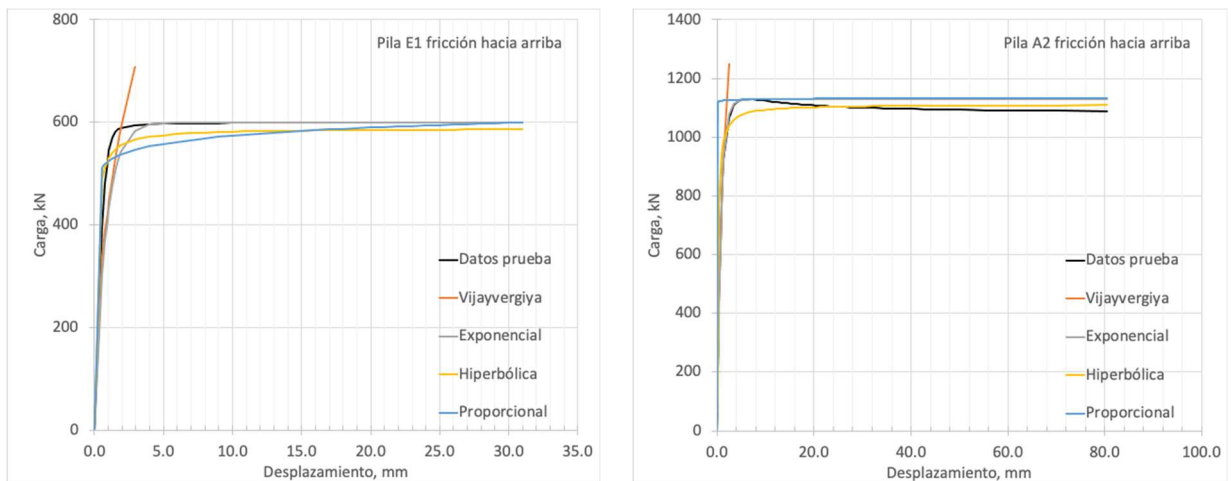


Figura 5.12 Ajuste de funciones a curvas carga-desplazamiento de pruebas de carga de tensión; datos de Pilotec (2020a).

En la Figura 5.13 se muestran las curvas obtenidas de dos pruebas de carga bidireccionales, con las curvas simuladas, obtenidas con las funciones estudiadas. Se observa que es posible extrapolar el comportamiento, tanto de fricción (hacia arriba) como de punta (hacia abajo) con estas herramientas, seleccionando la función adecuada.

Se distinguen tres porciones en las curvas carga-desplazamiento:

- Porción inicial, con desplazamientos pequeños, que coincide con el comportamiento por fricción:  $\delta < 0.01D$ ;  $\delta$  = desplazamiento,  $D$  = diámetro de la pila.
- Porción intermedia, en la que se ha desarrollado la fricción, pero no se ha alcanzado la falla:  $0.1D < \delta < 0.01D$ .
- Porción final, en la que se alcanzó claramente la falla  $\delta > 0.1D$ .



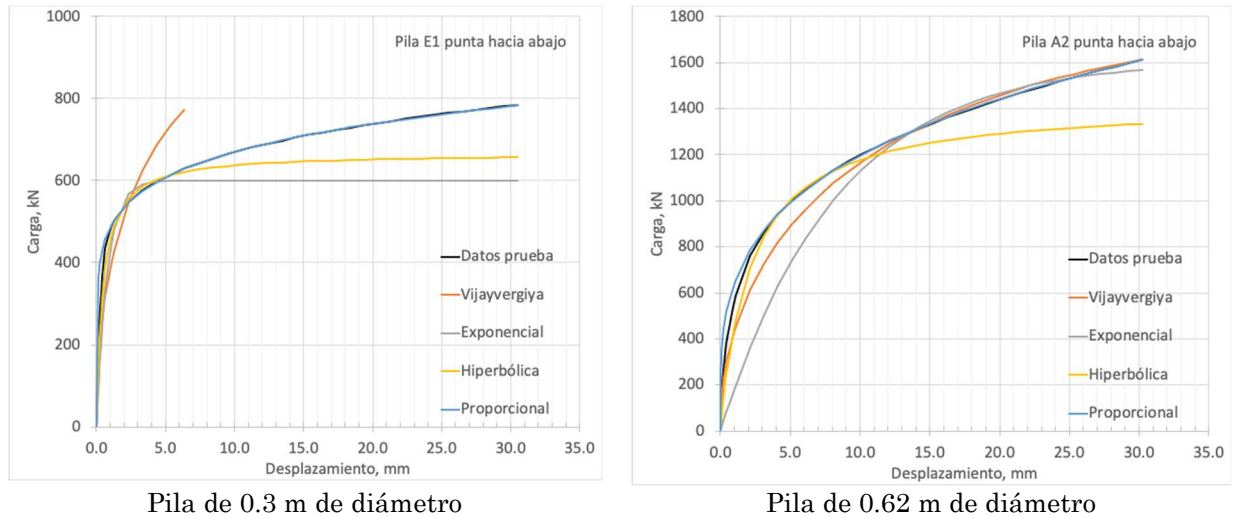


Figura 5.13 Resultados de dos pruebas de carga bidireccional pilas de 9.5 m de profundidad; datos de Terceros (2020) y Fellenius *et al.* (2019).

Se aprecia que diferentes funciones tienen una mejor aproximación en diferentes porciones de la curva carga-desplazamiento, como se muestra en la Tabla 5.1; se sugiere utilizar las funciones que se ajusten mejor a la porción de la curva que interesa simular, e.g. la porción inicial elástica (en la que la fricción tiene un papel preponderante), antes de la carga de falla, o después de la falla, extrapolando los datos de la prueba.

Las funciones estudiadas reproducen aceptablemente las curvas carga-deformación, tanto de la prueba de compresión, como la de tensión. Para todas las funciones, la convergencia con la gráfica de la prueba es relativamente rápida y sencilla, dado el bajo número de parámetros (exponentes o coeficientes) que intervienen.

La función proporcional tiene implícita la suposición de que la resistencia continúa incrementándose con el desplazamiento, aún después de la resistencia de referencia. Esto no se cumple en todos los casos; sin embargo, se considera más adecuada para la respuesta por punta. La función hiperbólica supone una resistencia última infinita, pero correspondiente a un desplazamiento infinito. Esta función se ajusta particularmente a la respuesta por fricción.

Tabla 5.1 Comparación cualitativa de ajuste de curvas entre funciones

Tipo de curva Ensaye	Función	Porción inicial	Porción intermedia	Porción final
Tipo 1 compresión	Vijayvergiya	✓	✓	✓
	Exponencial	✓	✓	✗
	Hiperbólica	✓	✓	✗
	Proporcional	✓	✓	✗
Tipo 2 <sup>a</sup> compresión	Vijayvergiya	✓	✓	✗
	Exponencial	✓	✓	✗
	Hiperbólica	✓	✓	✗
	Proporcional	✓	✓	✗
Tipo 3	Vijayvergiya	✓	✓	✗



compresión	Exponencial	✓	✓	✗
	Hiperbólica	✗	✓	✓
	Proporcional	✓	✗	✓
Tipo 4 compresión	Vijayvergiya	✓	✗	✓
	Exponencial	✗	✓	✗
	Hiperbólica	✓	✓	✗
	Proporcional	✓	✓	✓
Tipo 3 tensión	Vijayvergiya	✓	✗	✓
	Exponencial	✗	✗	✓
	Hiperbólica	✗	✗	✓
	Proporcional	✓	✗	✗
Tipo 4 tensión	Vijayvergiya	✗	✗	✓
	Exponencial	✗	✗	✗
	Hiperbólica	✗	✗	✗
	Proporcional	✓	✗	✓
Tipo 2ª bidireccional	Vijayvergiya	✓	✓	✓
	Exponencial	✓	✓	✗
	Hiperbólica	✓	✓	✓
	Proporcional	✓	✗	✓
Tipo 3 bidireccional	Vijayvergiya	✓	✗	✓
	Exponencial	✓	✓	✗
	Hiperbólica	✓	✓	✗
	Proporcional	✓	✓	✓

El ajuste de las funciones se realizó con una hoja electrónica de cálculo, lo que requiere un poco de tiempo y cierta experiencia para que la convergencia sea relativamente rápida; existe software especializado que permite este cálculo, mostrado en la Tabla 5.2, aunque también se han reportado estos análisis con software de elemento finito (Elkadi and Elkadi, 2011).

Tabla 5.2 Software comercial para cálculo de funciones t-z / q-z

Software	Sitio web	Comentarios
Unipile	UnisoftGS.com	Desarrollado por Goudreault and Fellenius (2014)
OPILE	Cathiegroup.com	Metodología API, con enfoque a pilotes en el mar
PileAXL	Pilegroups.com	Basado en MEF
TZPILE	Ensoftinc.com	Desarrollado por discípulos de L Reese
Thermo-Pile	Lms.epfl.ch	Con aplicación a pilas de energía

### 5.6 Método presiométrico

Frank et Zhao (1982) propusieron un procedimiento para generar las curvas t-z y q-z, con base en el módulo presiométrico  $E_m$ , que fue presentado inicialmente para suelos cohesivos, y posteriormente se amplió para suelos granulares (Frank, 1985).

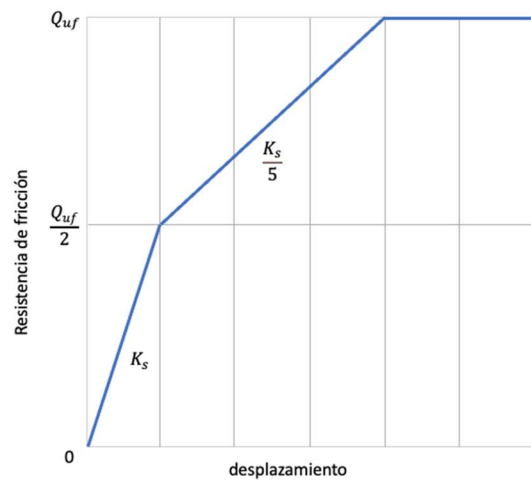
Este procedimiento ha sido adaptado para calcular la transferencia de carga, dividiendo la pila en elementos rígidos, que se conectan con resortes representando la rigidez del elemento. Cada elemento rígido se ve afectado con la interacción elasto-plástica con el suelo, así como la respuesta de la punta de la pila; la relación entre las fuerzas y los desplazamientos se realiza a través de las funciones de transferencia t-z y q-z descritas. Este método ha sido adaptado

para evaluar el comportamiento de pilas de energía en pilas individuales y en grupos (Rotta Loria and Laloui, 2017).

Se trata de una función con dos partes lineales y una meseta igual a la resistencia última, de acuerdo a lo observado en pruebas de carga, como se muestra en la Figura 5.14. Todas las pendientes están relacionadas con  $E_m$ , ecuaciones 5.8 a 5.11. Se hace notar que estas ecuaciones son aplicables tanto a pilas como a pilotes. La resistencia última puede determinarse analítica o empíricamente, utilizando métodos convencionales.

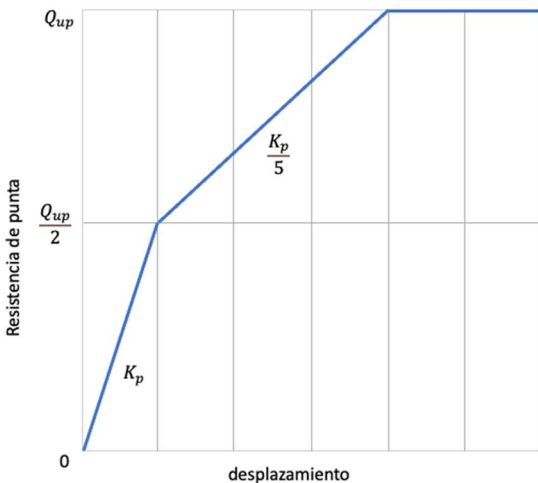
Para aplicar este método, se ajustaron las curvas de dos pruebas de carga bidireccionales en pilas de 0.62 m de diámetro y 9.5 m de longitud, del campo de pruebas experimental en Bolivia (B.E.S.T.: Bolivian Experimental Site for Testing Piles, [www.cfpbolivia.com](http://www.cfpbolivia.com)), en donde se cuenta con sondeos presiométricos, que se muestran en la Figura 5.15.

En la Figura 5.16 se presentan las curvas carga-desplazamiento de dos pruebas de carga bidireccionales, graficando por separado la curva de fricción, con desplazamiento hacia arriba, y la curva de punta, con desplazamiento hacia abajo. En estas gráficas se muestran los resultados del ajuste con el procedimiento presiométrico.



Suelos cohesivos  $K_s = \frac{2E_m}{D}$  (5.8)

Suelos granulares  $K_s = \frac{0.8E_m}{D}$  (5.9)



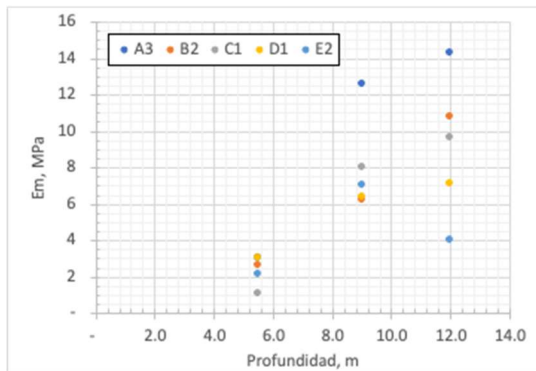
Suelos cohesivos  $K_p = \frac{11E_m}{D}$  (5.10)

Suelos granulares  $K_p = \frac{4.8E_m}{D}$  (5.11)

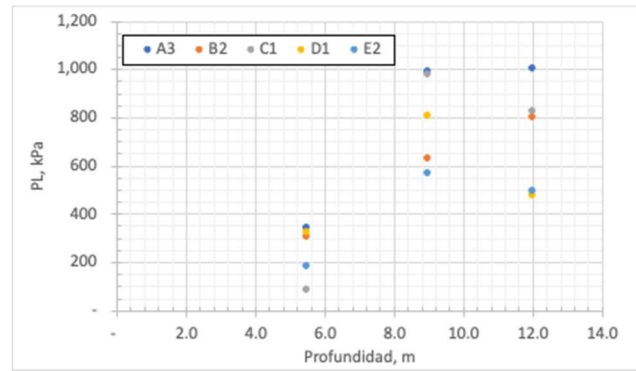
Figura 5.14 Curvas carga-desplazamiento para fricción y punta con el método presiométrico, adaptado de Bohn *et al.* (2013).

donde:

- $Q_{uf}$  capacidad de carga última de fricción
- $Q_{up}$  capacidad de carga última de punta
- $K_s$  pendiente de la primera línea de la función t-z, de fricción
- $K_p$  pendiente de la primera línea de la función q-z, de punta
- $E_m$  módulo presiométrico
- $D$  diámetro o lado de la pila o pilote



Módulo presiométrico  $E_m$  vs. Profundidad



Presión límite  $P_L$  vs. Profundidad

Figura 5.15 Datos de cinco sondeos presiométricos en el sitio BEST, Terceros (2020).

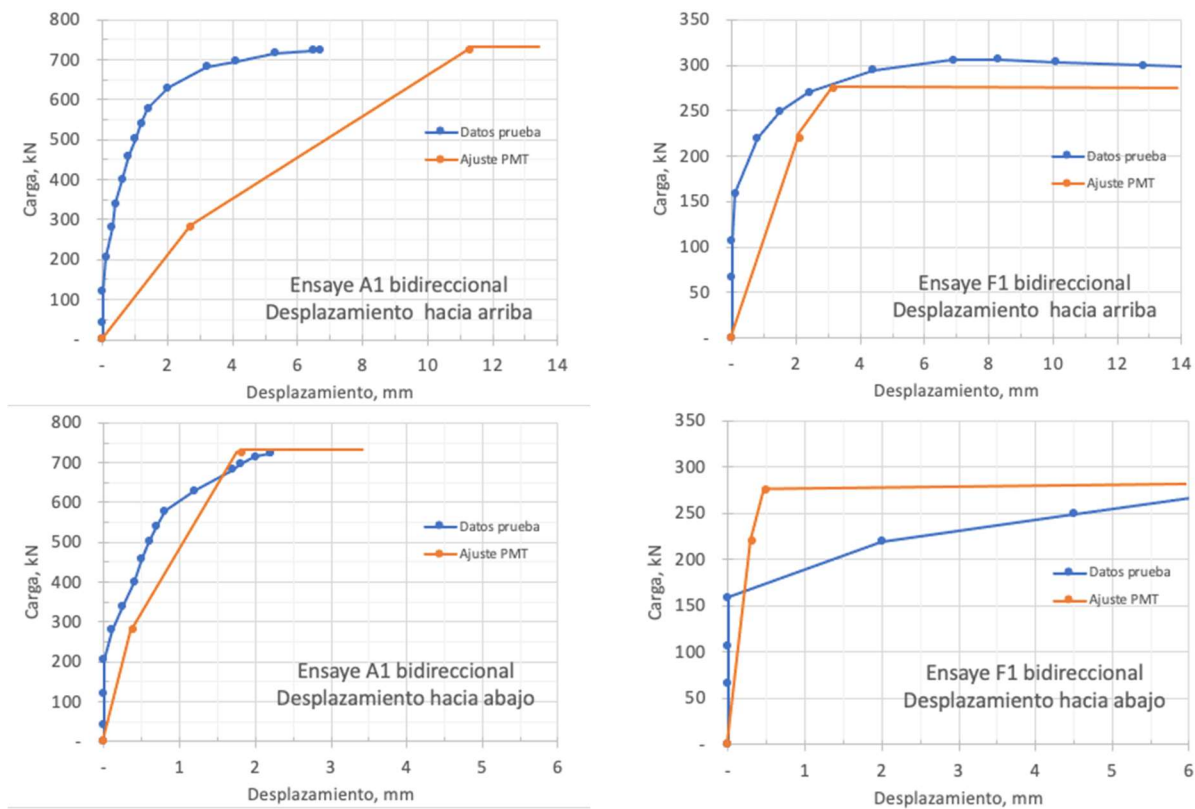


Figura. 5.16 Curvas carga-deformación en dos pruebas bidireccionales y predicción con el modelo presiométrico; datos de Terceros (2020).

Se observa una disparidad en la convergencia de las curvas con el método presiométrico; Bohn *et al.* (2013) advierten desviaciones debidas a la aplicación en diferentes tipos de suelo a los utilizados para plantear originalmente este procedimiento.

### *6.5 Comentarios a las funciones $t-z/q-z$*

El uso de las funciones descritas en este capítulo, para la simulación de las curvas carga-desplazamiento, ya sea en punta, en fricción o en su comportamiento en conjunto, es factible y ha sido reportado con éxito.

Para su aplicación para complementar las curvas descritas en las Figuras 3.20 y 3.21, se insiste en la utilización de varias de estas funciones, buscando la mejor convergencia posible.

En caso que se cuente con información presiométrica en el sitio de la prueba, es posible aplicar el método presiométrico, y se sugiere compararlo con los resultados obtenidos con las otras funciones mencionadas en este capítulo.

## 6 Prueba a escala natural

Se planeó la ejecución de una prueba de carga bidireccional a escala natural, en una pila de cimentación de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud, en un sitio ubicado en el Poniente de la Ciudad de México, y que para fines de este trabajo se conoce como Sitio Delta.

### 6.1 Características geotécnicas en el Sitio Delta

El Sitio Delta corresponde al patio de almacenamiento de maquinaria pesada de una compañía constructora de cimentaciones profundas; es de forma trapezoidal en planta y la topografía es irregular, teniendo una elevación con respecto a la vía pública de aproximadamente 10 m. Se encuentra ubicado en la Calle Prolongación Morelos No. 509 en la colonia El Torito, en Naucalpan de Juárez, Estado de México (Figura 6.1). Este Sitio forma parte del proyecto “Campo de prueba IIUNAM, para estudio de propiedades térmicas y pilas de energía”. El informe geotécnico detallado se puede consultar en inGeum (2020).

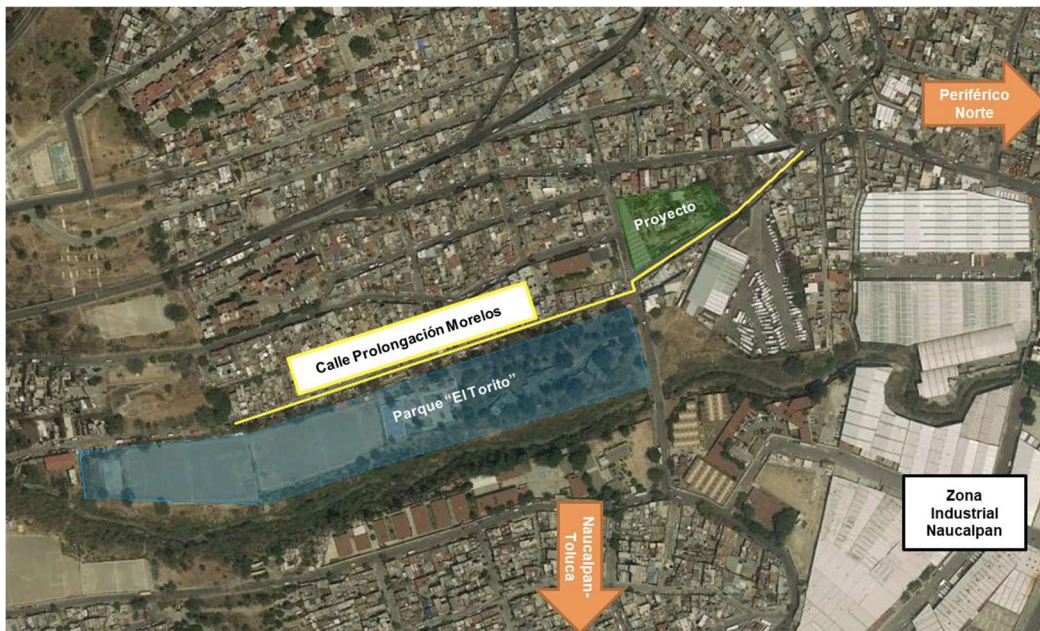


Figura 6.1 Localización del Sitio Delta.

El predio se ubica al noroeste de la Ciudad de México y desde el punto de vista geológico, se sitúa en depósitos aluviales (Qal) que se originaron en el período Cuaternario Superior, integrados por grava, arena y limos con interestratificación de ceniza volcánica en los valles de México y Toluca y en otras depresiones pequeñas, resultado del bloque de drenaje por actividad volcánica. En la Figura 6.2 se presenta fragmento de la carta geológica del Estado de México del Instituto de Fomento Minero y Estudios Geológicos del Estado de México (INFOMEGEM) donde se muestra la ubicación del predio. Desde el punto de vista geotécnico esta unidad se conoce como tobas redepositadas.



Desde el punto de vista de la zonificación geotécnica de las Normas Técnicas Complementarias, para el Diseño y Construcción de Cimentaciones en la Ciudad de México, se encuentra en la Zona I, denominada de Lomas (Figura B.3).

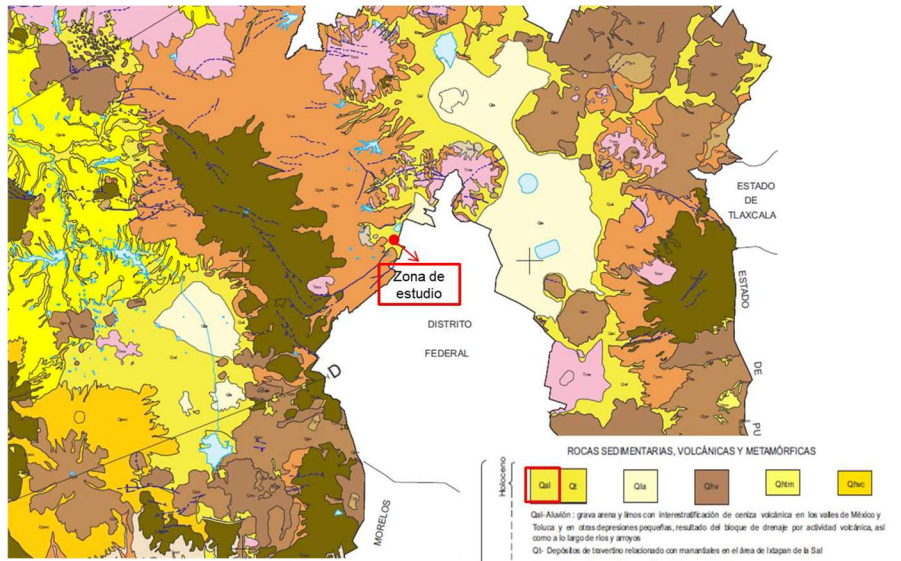


Figura 6.2 Geología general de la zona de estudio (INFOMEGEM).

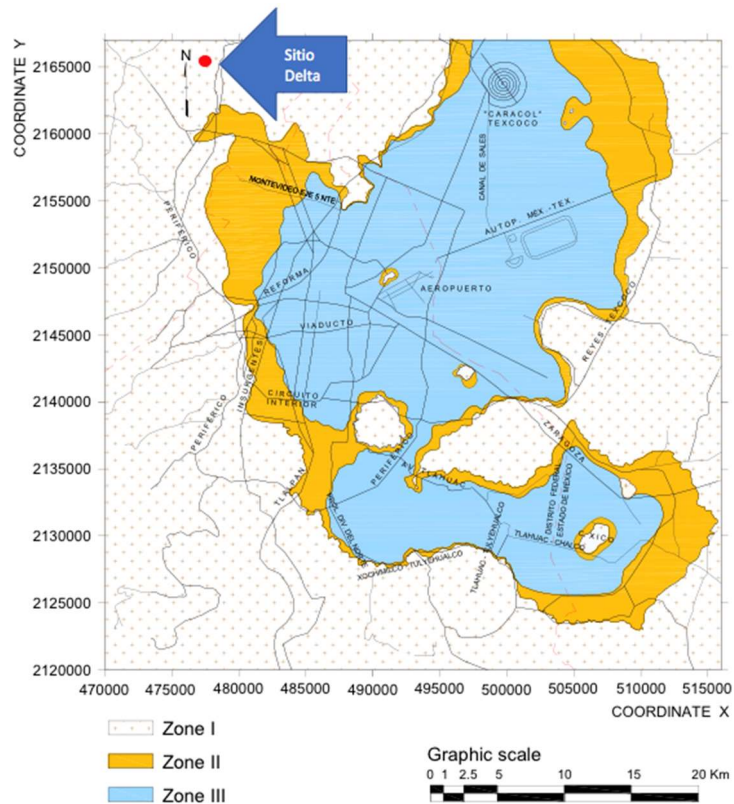


Figura 6.3 Localización de acuerdo con la zonificación geotécnica de las NTC (2017).



Para la caracterización geotécnica del sitio, se realizó una campaña de exploración, durante la cual se llevaron a cabo pruebas in situ: penetración estándar, ficómetro, presiómetro, pozo abajo, además de extraerse muestras representativas y de tipo inalterado. La descripción completa de estos trabajos, así como los resultados obtenidos, se muestra en el Anexo B. La estratigrafía puede resumirse como sigue:

**Rellenos (0.0m a 0.60m):** Superficialmente, se encuentra un relleno de aproximadamente 60cm de espesor conformado principalmente por material de construcción, arenas gruesas y limos de color café.

**UG-A (0.60m a 13.0m):** Por debajo de los rellenos y hasta la profundidad máxima de exploración (13.0m) se reconoce un estrato conformado por arena media limosa color café grisáceo, con intercalaciones de cristales de cuarzo, así como micas y en menor cantidad pirita, también existe la presencia de gravas intercaladas en toda la profundidad. El número de golpes de la unidad es mayor a 50 golpes.

**UG-B (13.0m a 25.23m):** subyaciendo a la UG-A1, se observa una arena media a gruesa color café grisáceo poco limosa y fuertemente cementada, con presencia de gravas color negro, cristales de cuarzo, micas y pirita; el número de golpes es mayor a 50, hasta la profundidad máxima explorada.

No se detectó nivel de aguas freáticas hasta la máxima profundidad de exploración. En las Figuras B.5 y B.6 se muestran los perfiles estratigráficos; en la Tabla B.2 se presentan los resultados de las pruebas índice; en la Tabla B.3 los resultados de las pruebas de ficómetro; en la Tabla B.4 los resultados de las pruebas de presiómetro y en la Tabla B.5 y Figura B.13 los resultados del sondeo down-hole (pozo abajo).

### 6.2 Cálculo analítico de capacidad de carga de pila de prueba

Se realizó el cálculo analítico para una pilas de 80 cm de diámetro, con diferentes longitudes. En particular, se llevará a cabo una prueba de carga en una pila de 11 m de longitud efectiva. El cálculo se realizó con tres procedimientos: Vésic, Tamez y el de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones de la Ciudad de México (NTDCC).

Tomando en cuenta los resultados de los ensayos de campo reportados en el Anexo B, se realizó el modelo geotécnico que se muestra en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Modelo geotécnico en el Sitio Delta, cálculo analítico.

Estrato	De m	A m	SUCS	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	c kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$	$E_m$ MPa	$\nu$	$\psi$	$k_o$
Relleno	0.0	0.6	-	1.5	0.6	30	20.0	0.3	0	0.55
UG-1	0.6	13.0	SM	1.4	1.36	26.7	389.6	0.3	0	0.43
UG-2	13.0	45.0	SC-SM	1.6	0.46	36.4	1,532.2	0.3	6.4	0.43

$\gamma$	peso volumétrico
$c$	cohesión, ensaye ficómetro
$\phi$	ángulo de fricción interna, ensaye ficómetro
$E_m$	módulo Menard, ensaye presiométrico
$\nu$	relación de Poisson
$\psi$	ángulo de dilatación $\psi = \phi - 30^\circ$

**a) Criterio de Vésic.** En suelos granulares, la capacidad de carga última de una pila (Das, 2010) puede calcularse con la ecuación 6.1:

$$Q_u = Q_p + Q_f \quad (6.1)$$

donde:

$Q_u$	capacidad de carga última
$Q_p$	capacidad de carga última por punta
$Q_f$	capacidad de carga última por fricción

A su vez, la capacidad de carga por punta es:

$$Q_p = A_p q_p \quad (6.2)$$

donde:

$A_p$	área transversal de la pila
$q_p$	capacidad de carga unitaria, ec. 6.3

$$q_p = \sigma'_v N_q^* \quad (6.3)$$

donde:

$\sigma'_v$	esfuerzo vertical efectivo, en la punta de la pila
$N_q^*$	factor de capacidad de carga

Vesic (1977) considera que  $N_q^*$  es una función del índice de rigidez, un parámetro que combina los conceptos de resistencia y rigidez. Además, sustituye el esfuerzo vertical efectivo por el esfuerzo efectivo octaédrico  $\sigma'_o$ :

$$\sigma'_o = \left( \frac{1 + 2K_o}{3} \right) \sigma'_v \quad (6.4)$$

donde:

$K_o$  coeficiente de empuje de tierra en reposo; se utiliza la expresión aproximada de Jaky:

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad (6.5)$$

La capacidad de carga por fricción se puede calcular como:

$$Q_f = A_l q_f \quad (6.6)$$

donde:

$A_l$       área lateral de la pila  
 $q_f$       capacidad de carga unitaria por fricción

$$q_f = \int_{z=0}^L \sigma'_{vi} \beta_i \quad (6.7)$$

donde:

$\beta_i$       coeficiente de fricción entre la pila y el suelo, ecuación 6.8:

$$\beta_i = K_o \tan \delta \quad (6.8)$$

donde:

$\delta$       ángulo de fricción entre el material de la pila y el suelo; se estima entre  $0.6$  y  $0.8\phi$

Se adoptó el enfoque de *profundidad crítica*, en el cual el valor de  $\sigma'_v$  se limita al que se presenta a la profundidad crítica, usualmente entre 10 y 20 diámetros de la pila. En este cálculo, se supuso a 15 veces el diámetro de 80 cm, esto es 12 m.

Para el cálculo numérico, se utilizó como base una hoja electrónica de cálculo (Wolff, 1995). Las gráficas de capacidad de carga *vs.* profundidad para punta, fricción y total se muestran en la Figura 6.4, donde se hace notar que las capacidades de carga por punta y fricción coinciden a 15.5 m de profundidad, que para el ensaye bidireccional sería la posición óptima para colocar la celda.

**b) Criterio de Tamez.** De acuerdo con Tamez (2001), para suelos arenosos, la capacidad de carga friccionante se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{fi} = P l_i p'_{hm} \tan(\phi') \alpha \quad (\text{ec. 6.9})$$

donde:

$P$       perímetro de la sección de la pila  
 $l_i$       espesor de la unidad estratigráfica correspondiente  
 $p'_{hm}$       presión efectiva horizontal en el contacto suelo – pila, al centro de cada unidad  
 $\phi'$       valor medio del ángulo de fricción interna efectivo en la misma unidad  
 $\alpha$       factor de reducción por procedimiento constructivo, 0.80

El producto  $s_{fm} = p'_{hm} \tan(\phi')$  es el valor medio del esfuerzo resistente friccionante de la arena, que actúa sobre el fuste de la pila en el espesor de la unidad geotécnica.

El valor de la presión efectiva horizontal  $p'_{hm}$  en cualquier punto de la superficie del fuste a la profundidad  $z$  es igual a la presión hidrostática  $p'_z = p'_h = \gamma'_c z$  que produce el concreto fluido al ser colocado por el tubo Tremie, durante el proceso de construcción de la pila.

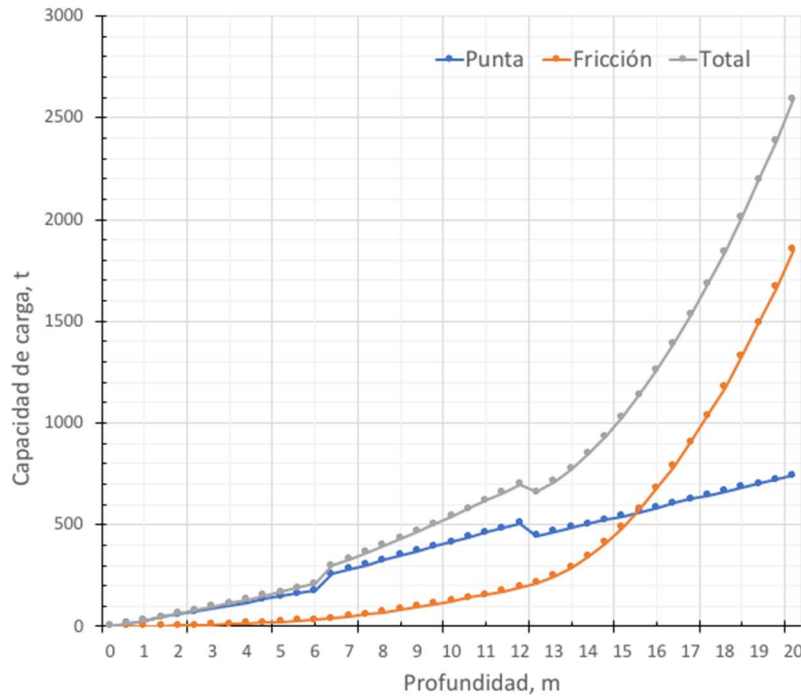


Figura 6.4 Gráficas de capacidad de carga vs. Profundidad, para pila de 80 cm de diámetro en el Sitio Delta.

El cálculo de la capacidad de carga en la punta se realiza con la ecuación:

$$Q_{pu} = A_b(p'_z N_q + 9c) \alpha \quad (\text{ec. 6.10})$$

donde:

- $A_b$  área de la base de la pila
- $p'_z$  presión vertical efectiva en el suelo al nivel del desplante de la pila
- $c'$  cohesión efectiva de la unidad geotécnica
- $\alpha$  factor de reducción por procedimiento constructivo, 0.80
- $N_q$  factor de la capacidad de carga en función del ángulo  $\phi'$ , esta se calcula con la siguiente expresión:

$$N_q = 0.05\phi'^3 - 3.908\phi'^2 + 103.50\phi' - 901.14 \quad (\text{ec. 6.11})$$

c) **Criterio de la NTCDCC.** La capacidad de carga por fricción lateral  $C_f$ , para suelos friccionantes se calcula como:

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \bar{p}_{vi} \beta_i L_i \quad (\text{ec. 6.12})$$

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z_i} \quad ; \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \quad (\text{ec. 6.13})$$

donde:

$P_p$     perímetro de la pila  
 $F_R$     factor de resistencia, 0.65  
 $\bar{p}_{vi}$     presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del estrato  $i$   
 $\beta$     coeficiente de fricción elemento-suelo en el estrato  $i$   
 $z_i$     profundidad media del estrato  $i$

Además, el valor límite de la resistencia unitaria no podrá ser superior a 200 kPa.

La capacidad de carga de una pila  $C_p$ , apoyada en un estrato friccionante se puede estimar como:

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (\text{ec. 6.14})$$

donde:

$\bar{p}_v$     presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante  
 $p_v$     presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante  
 $F_R$     factor de resistencia, 0.35. Para los valores de la tabla 6.3 se utilizó un factor de 1.0  
 $N_q^*$     coeficiente de capacidad de carga definido en la ec. 6.15

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (\text{ec. 6.15})$$

cuando  $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$ ; o bien

$$N_q^* = N_{\max} \quad (\text{ec. 6.16})$$

cuando  $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

Tabla 6.2 Valor de  $N_{\max}$  y  $N_{\min}$  para el cálculo de  $N_q^*$

$\phi$	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{\max}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{\min}$	7	11.5	20	39	78	130

- $L_e$  longitud de la pila empotrada en el estrato resistente
- $B$  diámetro de la pila
- $\phi$  ángulo de fricción interna

Los resultados se resumen en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3 Resumen de resultados de capacidad de carga última para pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud.

Criterio	Capacidad por fricción t	Capacidad por punta t	Capacidad total t
Vésic	157	461	618
Tamez	134	721	855
NTCDCC	236	664	900

### 6.3 Ejecución de prueba de carga

La construcción de la pila de prueba, así como los detalles de la instalación de la instrumentación, se presentan en el Anexo C; en el Anexo D se presenta la fabricación de la celda bidireccional. En este apartado se describe la ejecución de la prueba de carga.

**Procedimiento de prueba de carga.** Se utilizó el procedimiento indicado en las Normas ASTM D8169 (2018), conocido como Prueba Rápida (Quick Test), que permite definir la carga última que soporta la pila, aplicando la carga en incrementos pequeños en intervalos de tiempo constante.

Se eligió la aplicación de carga con base en incrementos de carga en intervalos de tiempo constante equivalentes al 10% de la carga de diseño los cuales se aplicarán en intervalos constantes de 15 minutos o bien el desplazamiento sea menor a 0.25 mm/hora.

La aplicación de la carga se realizó mediante la conexión de una bomba eléctrica que envió la presión de la cámara de aceite a la celda, a intervalos de tiempo constante; la bomba es tipo Enerpac de 8 HP de capacidad aproximada y de 50 lt de capacidad del tanque de alimentación. En la Figura 6.5, se muestra la bomba que alimenta la celda con doble acción (salida y retorno), así como el manómetro para medir la presión en el sistema.

**Programa de carga.** El programa de cargas para la prueba bidireccional se muestra en la Tabla 6.4.

**Toma de lecturas.** Las lecturas de todos los instrumentos se toman por cada incremento a 1, 2, 4, 8, 15 minutos, hasta alcanzar la carga máxima. Además, se tomarán lecturas 1 minuto antes de aplicar el siguiente incremento o decremento.

**Límite de aplicación de carga:** Se puede realizar hasta un máximo de 350 t que es lo que permite la configuración del sistema. Sin embargo, esta carga es bidireccional: 350 t hacia arriba (fricción) + 350 t hacia abajo (punta), para un total de 700 t en conjunto.





Figura 6.5 Bomba para aplicación de presión y manómetro digital.

**Instrumentación.** Se instalaron tell-tales en las placas inferior y superior de la celda bidireccional, además de colocarse tres niveles de instrumentación en el interior de la pila, a 1.0, 5.5 y 10.0 m de profundidad, cuyos desplazamientos se midieron a través de indicadores de carátula (mecánicos y digitales), en la superficie. Además, se colocaron indicadores de carátula en la cabeza de la pila.

Todos los instrumentos se apoyaron de forma externa e independiente a la pila, mediante una estructura que forma un marco de referencia; en la Figura 6.6, se muestra el sistema de referencia, fijo en un extremo, y simplemente apoyado en el otro, y lo suficientemente alejado de la pila de prueba para que no interfiera en su comportamiento.

Para el caso de los instrumentos colocados en tres secciones y ahogados en la pila (*Tell-Tales*), éstos se leen directamente en la cabeza de la pila cuidando que no interfieran entre sí.

Los indicadores de carátula están apoyados en cristales, para el caso del que se instala en la cabeza de la pila; todos se fijan por medio de bases magnéticas a la estructura de referencia. En las Figuras 6.7, 6.8 y 6.9 se presenta el detalle de colocación de estos instrumentos en la pila de prueba y la celda bidireccional.

Tabla 6.4 Programa de cargas para prueba bidireccional.

		PRUEBA DE COMPRESION		Criterio
		$\Delta Q$ , en % $Q_{ult}$	$\phi = 80\text{cm}$ $Q_{ult}$	
<b>Prueba de carga BIDIRECCIONAL</b>	Primera etapa carga	10%	35.00	15 min entre cada incremento
		20%	70.00	
		30%	105.00	
		40%	140.00	
		50%	175.00	
		60%	210.00	
		70%	245.00	
		80%	280.00	
		90%	315.00	
	100%	350.00		
	Segunda etapa carga sostenida	<b>100%</b>	<b>350.00</b>	30 min
	Tercera etapa descarga	80%	280.00	15 min entre cada decremento
		60%	210.00	
40%		140.00		
20%		70.00		
		0%	0.00	

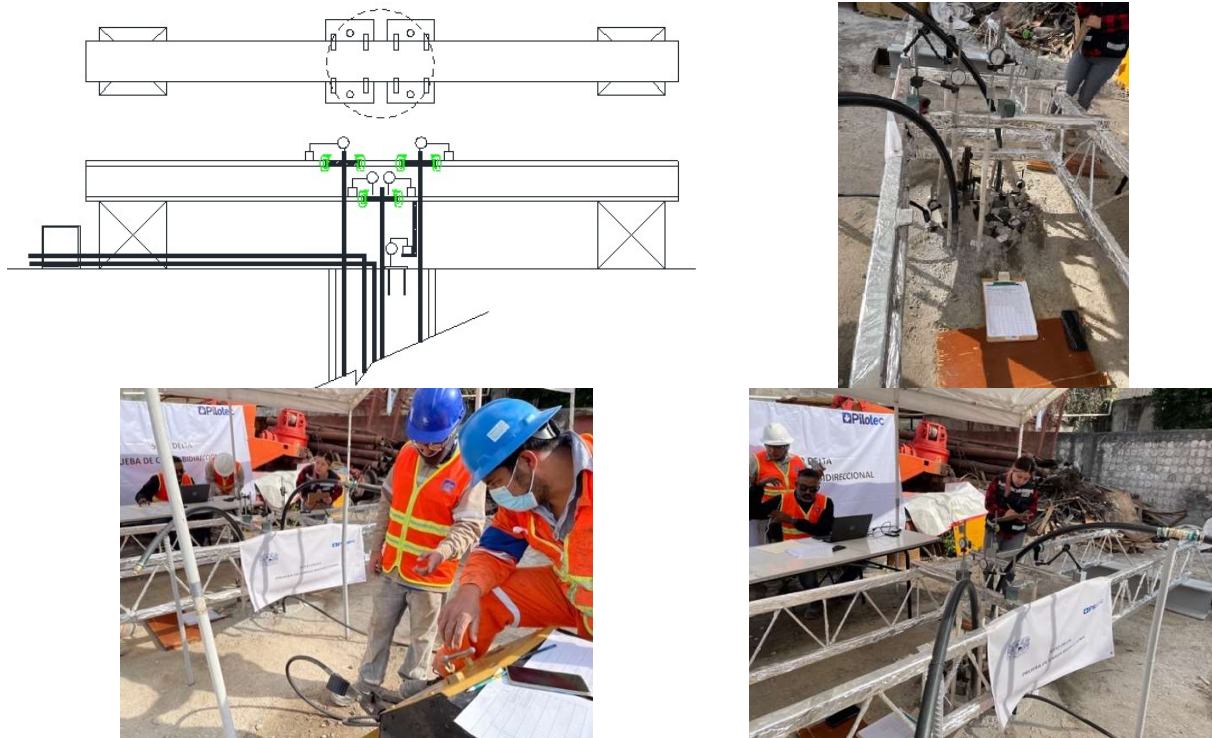
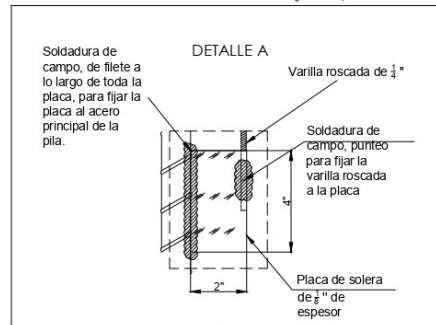
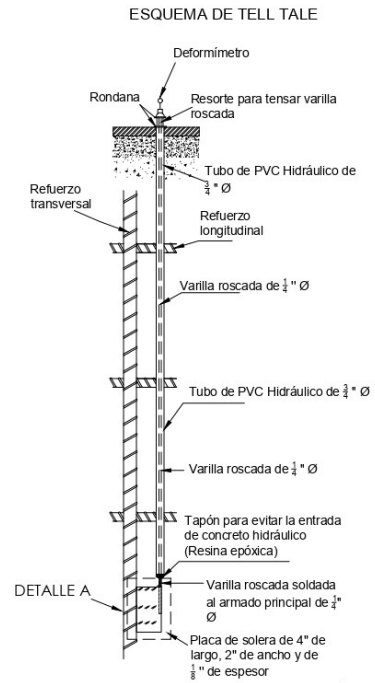
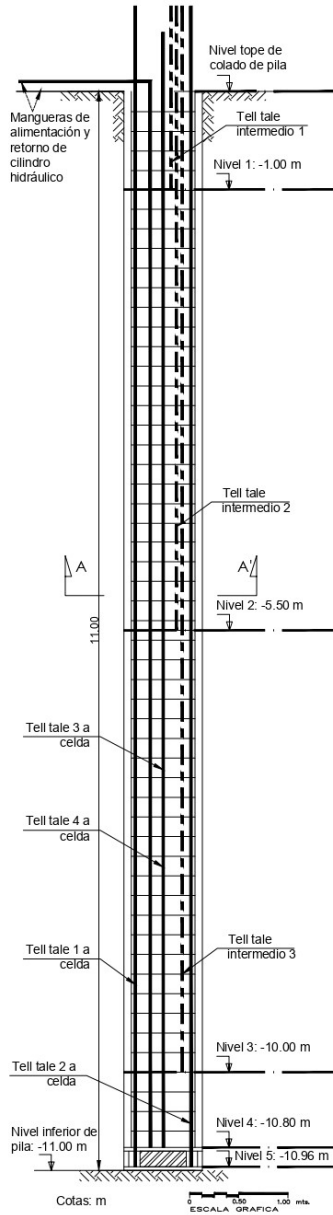


Figura 6.6 Marco de referencia y toma de lecturas.

Nivel	Nomenclatura de Tell Tale	Ubicación (cota de nivel)	Tipo	Simbología	N° de sensores
1	TT-1	-1.00 m	Intermedio	— — — — —	1
2	TT-2	-5.50 m	Intermedio	— — — — —	1
3	TT-3	-10.00 m	Intermedio	— — — — —	1
4	TT-4	-10.80 m	A celda	— — — — —	2
5	TT-5	-10.96 m	A celda	— — — — —	2



#### LOCALIZACIÓN DE TELL TALES

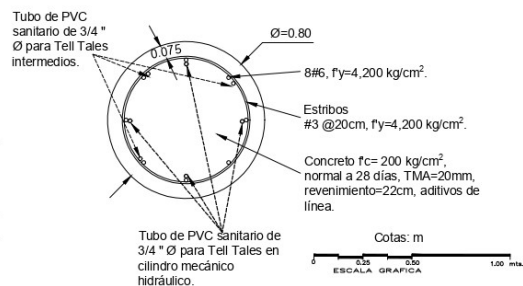


Figura 6.7 Tell-tales en pila de prueba.

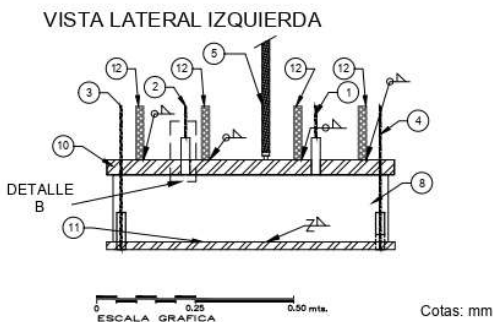
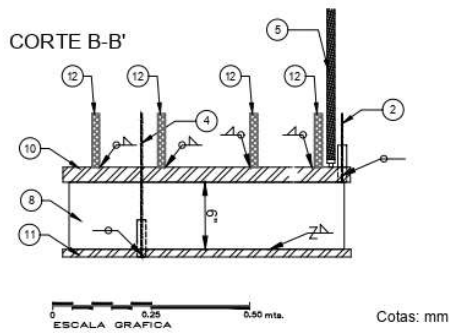
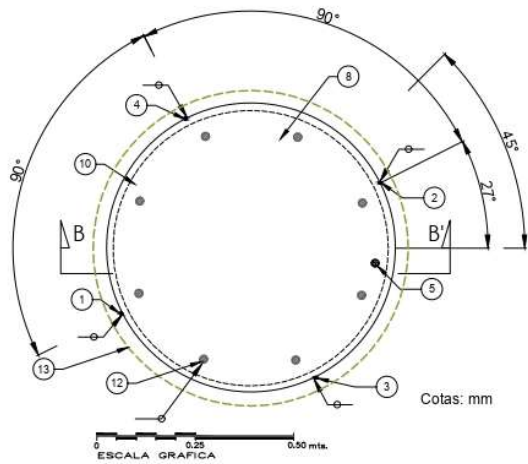


TABLA DE CONTENIDO				
IT	DESCRIPCIÓN	UDS	MATERIAL	DIM. BRUT.
1	Tell Tale en placa superior	1	Espárrago de acero galvanizado con unión mecánica con coples y puntos de soldadura en uniones	Calibre $\frac{1}{4}$ " cople de 1" de largo
2	Tell Tale en placa superior	1	Espárrago de acero galvanizado con unión mecánica con coples y puntos de soldadura en uniones	Calibre $\frac{1}{4}$ " cople de 1" de largo
3	Tell Tale en placa inferior	1	Espárrago de acero galvanizado con unión mecánica con coples y puntos de soldadura en uniones	Calibre $\frac{1}{4}$ " cople de 1" de largo
4	Tell Tale en placa inferior	1	Varilla roscada de acero galvanizado con unión mecánica con coples y puntos de soldadura en uniones	Calibre $\frac{1}{4}$ " cople de 1" de largo
5	Manguera de alimentación de cilindro hidráulico	1	Acero	$\frac{3}{4}$ " por la longitud necesaria
6	NO APLICA	-	-	-
7	NO APLICA	-	-	-
8	Celda bidireccional mecánica	1	Equipo hidráulico	27" de diámetro y 6" de altura
9	NO APLICA	-	-	-
10	Placa de acero superior de referencia	1	Placa de acero A-36 con perforación	73cm de diámetro y $\frac{3}{4}$ " de espesor.
11	Placa inferior de referencia	1	Placa de acero A-36 con perforaciones	73cm de diámetro y $\frac{1}{2}$ " de espesor.
12	Varillas verticales de refuerzo para pila	8	Varilla corrugada $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$	$\frac{3}{4}$ " y 10.50m de longitud
13	Pila de cimentación	1	Concreto armado	80cm de diámetro.

Figura 6.8 Tell-tales en placas superior e inferior de celda bidireccional.

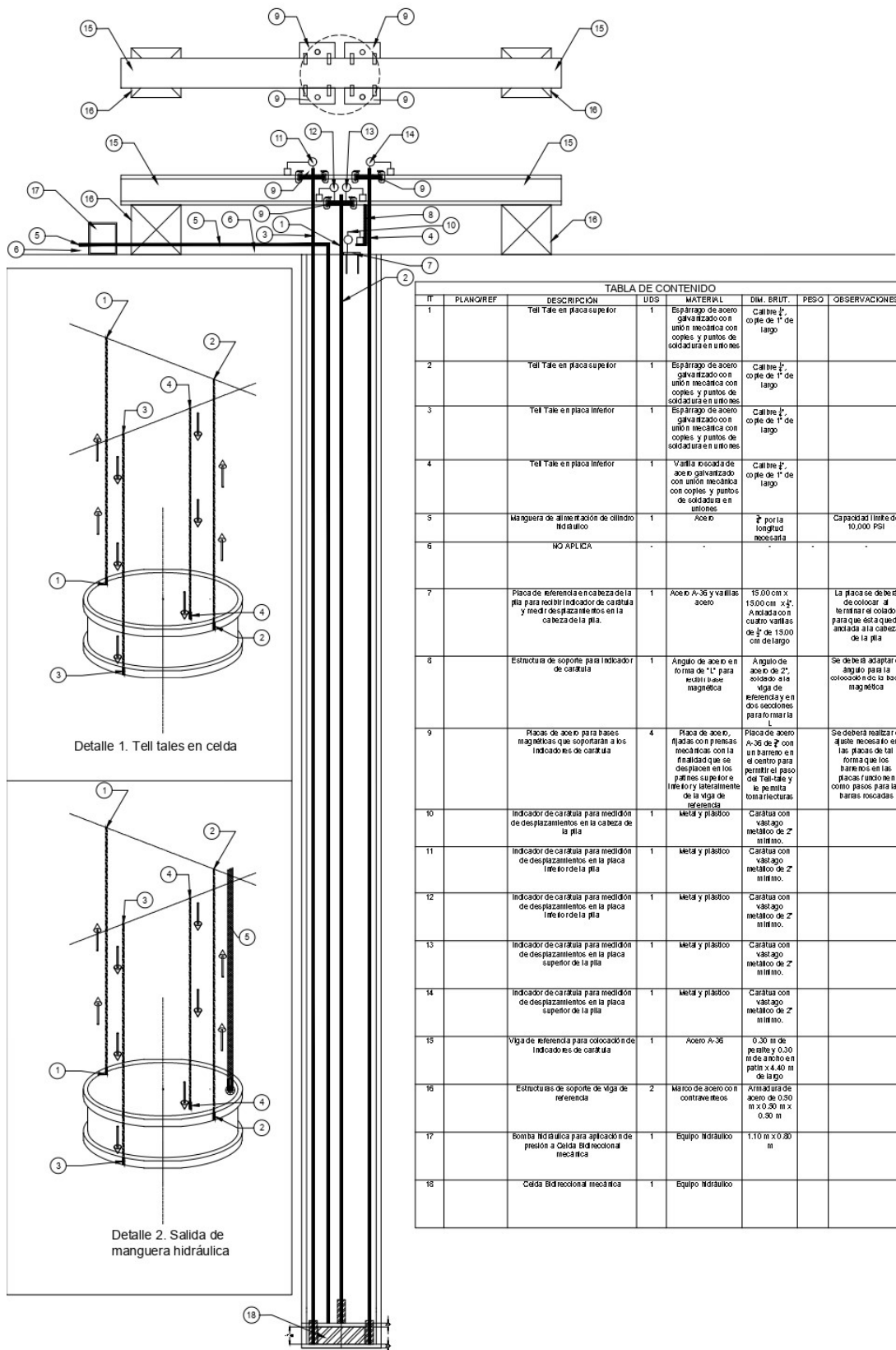


TABLA DE CONTENIDO							
IT	PLAN/REF	DESCRIPCIÓN	UDS	MATERIAL	DIM. BRUT.	PESO	OBSERVACIONES
1		Tell Tale en placa superior	1	Espárrago de acero galvanizado con unión mecánica con coples y puntos de soldadura en uniones	Calibre 1/2" corte de 1" de largo		
2		Tell Tale en placa superior	1	Espárrago de acero galvanizado con unión mecánica con coples y puntos de soldadura en uniones	Calibre 1/2" corte de 1" de largo		
3		Tell Tale en placa inferior	1	Espárrago de acero galvanizado con unión mecánica con coples y puntos de soldadura en uniones	Calibre 1/2" corte de 1" de largo		
4		Tell Tale en placa inferior	1	Vallita fijada de acero galvanizado con unión mecánica con coples y puntos de soldadura en uniones	Calibre 1/2" corte de 1" de largo		
5		Manguera de alineación de cilindro hidráulico	1	Acero	1/2" por la longitud necesaria		Capacidad límite de 10,000 PSI
6		NO APLICA	-	-	-	-	-
7		Placa de referencia en cabeza de la pila para recibir indicador de cartula y medir desplazamientos en la cabeza de la pila	1	Acero A-36 y vallitas de acero	15.00 cm x 15.00 cm x 1/4". Armada con cuatro vallitas de 1/2" de 15.00 cm de largo		La placa se debe de colocar al terminar el colado, para que esta quede anclada a la cabeza de la pila
8		Estructura de soporte para indicador de cartula	1	Ángulo de acero en forma de "L" para recibir base magnética	Ángulo de acero de 2" soldado a la viga de referencia y en dos secciones para formar la "L"		Se debe de adaptar el ángulo para la colocación de la base magnética
9		Placas de acero para bases magnéticas que soportarán a los indicadores de cartula	4	Placa de acero, fijada con 4 presillas mecánicas con la finalidad que se desplace en los patines superior e inferior y lateralmente de la viga de referencia	Placa de acero A-36 de 2" con un hueco en el centro para permitir el paso del Tell-tale y le permita tomar lecturas		Se deberá realizar el ajuste necesario en las placas de tal forma que los patines en las placas fuesen como pasos para las barras roscadas
10		Indicador de cartula para medición de desplazamientos en la cabeza de la pila	1	Meta y plástico	Cartula con vástago metálico de 2" mínimo.		
11		Indicador de cartula para medición de desplazamientos en la placa inferior de la pila	1	Meta y plástico	Cartula con vástago metálico de 2" mínimo.		
12		Indicador de cartula para medición de desplazamientos en la placa superior de la pila	1	Meta y plástico	Cartula con vástago metálico de 2" mínimo.		
13		Indicador de cartula para medición de desplazamientos en la placa superior de la pila	1	Meta y plástico	Cartula con vástago metálico de 2" mínimo.		
14		Indicador de cartula para medición de desplazamientos en la placa superior de la pila	1	Meta y plástico	Cartula con vástago metálico de 2" mínimo.		
15		Viga de referencia para colocación de indicadores de cartula	1	Acero A-36	0.30 m de peso y 0.30 m de ancho en patin x 4.40 m de largo		
16		Estructuras de soporte de viga de referencia	2	Marrón de acero con contraviteos	Armadura de acero de 0.50 m x 0.30 m x 0.30 m		
17		Bomba hidráulica para aplicación de presión a Celda Bidireccional mecánica	1	Equipo Hidráulico	1.10 m x 0.30 m		
18		Celda Bidireccional mecánica	1	Equipo Hidráulico			

Figura 6.9 Arreglo general de prueba bidireccional.

Con base en las mediciones realizadas, se prepararon gráficas con los resultados. En la Figura 6.10 se muestran los datos originales, sin ajustes. Únicamente se corrigieron los valores de carga, tomando en cuenta la curva de calibración de la celda (Figura D.5).

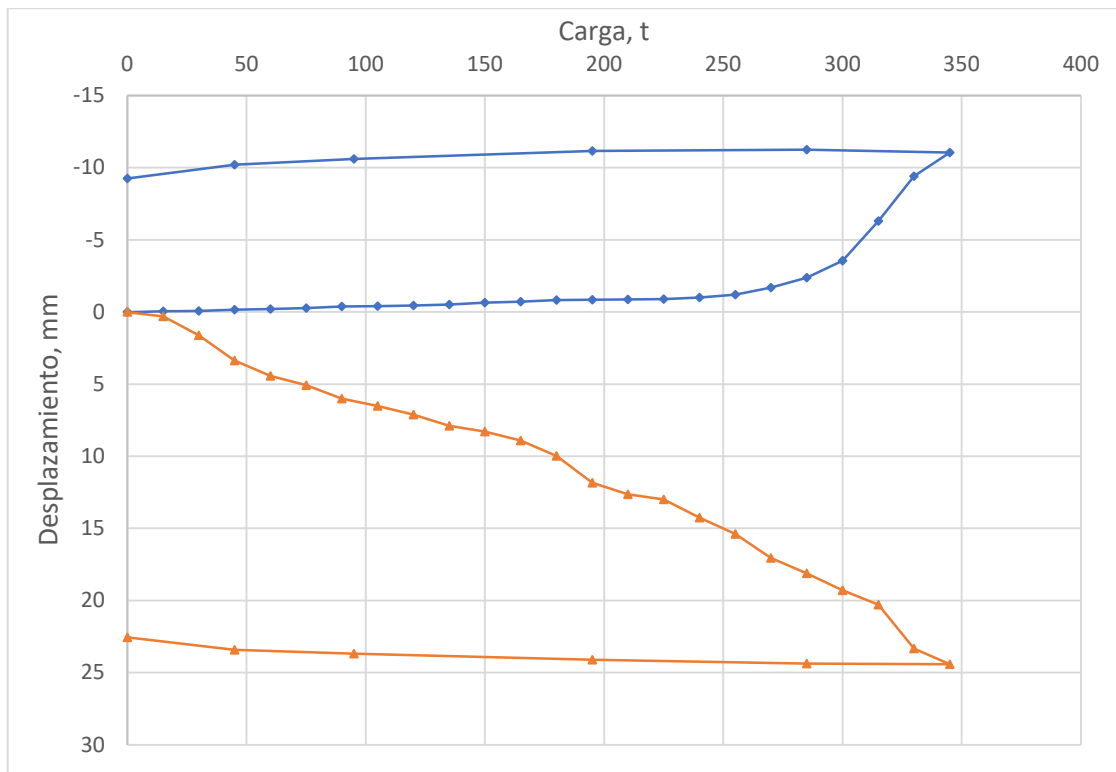


Figura 6.10 Gráfica carga vs. desplazamiento de la prueba bidireccional.

Se observa que la curva correspondiente a la fricción (hacia arriba, en color azul) presenta un desplazamiento máximo de 11 mm, para 345 t; la curva correspondiente a la punta (hacia abajo, color naranja) presenta un desplazamiento de 24 mm, para la misma carga. Algunos autores señalan que, con base en esta gráfica, se cuenta con suficiente información para el diseño de la pila de cimentación, ya que se tiene el comportamiento de punta y de fricción por separado. Sin embargo, el trabajo del elemento será con carga en la cabeza, por lo que es necesaria una interpretación de estos datos.

Tomando en cuenta que el diámetro de la pila es de 800 mm, se considerará que la curva de fricción alcanza el estado de falla, cuando se llegue a un desplazamiento del 1% del diámetro (8 mm). Por otro lado, la capacidad por punta está lejos de desarrollarse por completo, asumiendo que se alcance con 10% del diámetro (80 mm). La definición de falla de una pila es cuando se alcanza un desplazamiento equivalente al 10% del diámetro del elemento (ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing, 1985; British Standards Institution, 1986; Randolph, 2003; Jardine et al., 2005; Salgado, 2008). Los niveles de desplazamientos señalados para que se desarrolle la resistencia por fricción y por punta, están en concordancia con los obtenidos en la prueba de carga empleando la nueva celda de carga bidireccional (Figura 6.10).



Asimismo, con base en las mediciones realizadas con los tell-tales instalados en el cuerpo de la pila, se elaboraron curvas de transferencia de carga-profundidad, que se muestran en la Figura 6.11. Para la elaboración de esta gráfica, se utilizaron dos instrumentos que no se contemplaron originalmente, pero fueron agregados antes de la construcción de la pila: uno, a 3.25 m de profundidad y otro a 8.0 m; se observa que este último presentó un desperfecto durante el desarrollo de la prueba, por lo que las mediciones obtenidas a esa profundidad se desearon. Cabe destacar que estas curvas de transferencia de carga *vs.* profundidad, corresponden únicamente al comportamiento de la pila por fricción.

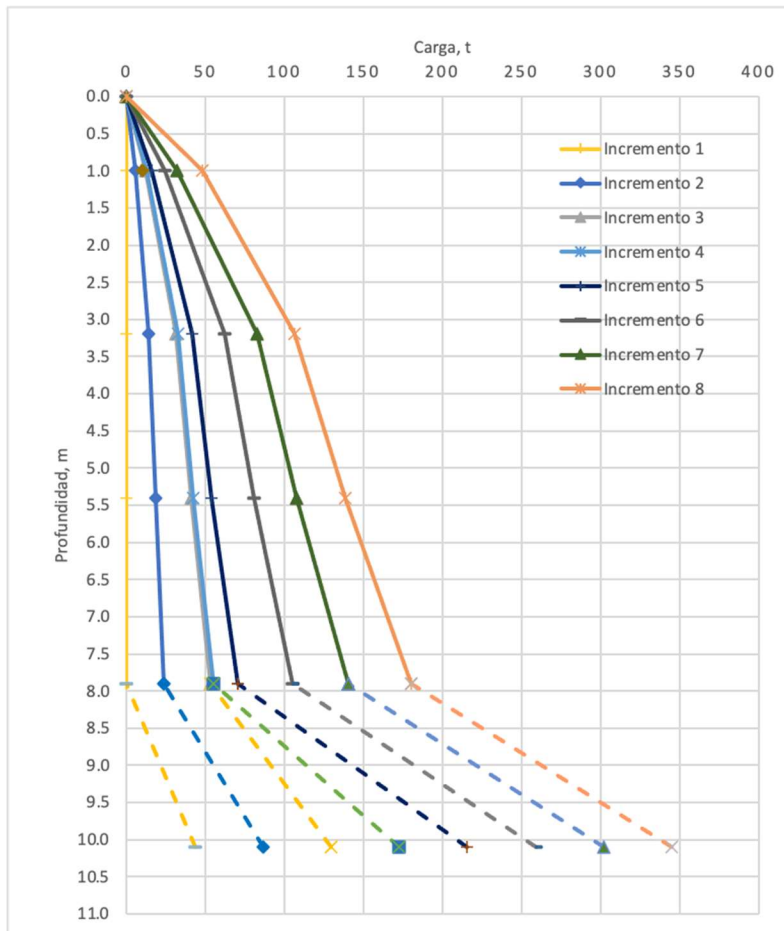


Figura 6.11 Curvas de transferencia de carga *vs.* profundidad en prueba de carga bidireccional.

Con base en la Figura 6.10, se graficó la curva equivalente de la cabeza (ETL, por sus siglas en inglés Equivalent Top Loading), sin corregir y corregida por la deformación elástica de la pila, de acuerdo con el criterio de Schmertmann (1988), como se muestra en la Figura 3.22.

Seo *et al.* (2016) destacan la importancia de la curva ETL, y presentan una comparativa de tres métodos conocidos para la determinación de los datos, que se muestra en la Tabla 6.5. De acuerdo con los autores, el método original está fuera de la práctica, el método de transferencia de carga se utilizó primordialmente entre 2000 y 2010, mientras que el más usado es el método modificado.

El método se basa en el hecho de que el asentamiento, cuando se carga en la cabeza, consiste en el desplazamiento de la pila y el acortamiento del material de la misma. En una prueba bidireccional, el desplazamiento hacia abajo ya incluye este efecto, por lo que no requiere un ajuste por este motivo, únicamente el movimiento hacia arriba.

Tabla 6.5 Comparativa de los métodos de construcción de la curva ETL, Seo *et al.* (2016).

Hipótesis	Ventajas	Desventajas
<i>Método original (Osterberg, 1995)</i>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• La pila es rígida</li> <li>• El comportamiento carga-desplazamiento de la resistencia por fricción arriba de la celda es independiente de la dirección del movimiento relativo entre la pila y el suelo.</li> <li>• El comportamiento carga desplazamiento de la pila bajo la celda es el mismo cuando se carga en la cabeza.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El concepto para crear una curva ETL es claro.</li> <li>• El procedimiento es simple de aplicar.</li> <li>• No se requieren datos de instrumentos en el cuerpo de la pila.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No se considera el acortamiento elástico de la pila.</li> <li>• La curva ascendente o descendente debe extrapolarse para generar la curva ETL.</li> <li>• Cuando la pila está instrumentada, no se utilizan los datos para construir la curva ETL.</li> </ul>
<i>Método modificado (Schmertmann, 1988)</i>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• La pila es compresible.</li> <li>• El comportamiento carga-desplazamiento de la resistencia por fricción arriba de la celda es independiente de la dirección del movimiento relativo entre la pila y el suelo.</li> <li>• El comportamiento carga desplazamiento de la pila bajo la celda es el mismo cuando se carga en la cabeza.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El comportamiento carga desplazamiento de la pila bajo la celda es el mismo cuando se carga en la cabeza.</li> <li>• Se considera el acortamiento del material de la pila.</li> <li>• No se requieren datos de instrumentos en el cuerpo de la pila.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La curva ascendente o descendente debe extrapolarse para generar la curva ETL.</li> <li>• Cuando la pila está instrumentada, no se utilizan los datos para construir la curva ETL.</li> </ul>
<i>Método de transferencia carga (Coyle and Reese, 2005; Kwon et al., 2005)</i>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• La pila es compresible.</li> <li>• El comportamiento carga-desplazamiento de la resistencia por fricción arriba de la celda es independiente de la dirección del movimiento relativo entre la pila y el suelo.</li> <li>• El comportamiento carga desplazamiento de la pila bajo la celda es el mismo cuando se carga en la cabeza.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se alcanza una utilización máxima de los datos de las celdas e instrumentos dentro de la pila.</li> <li>• La curva ETL se basa en el método del análisis de transferencia de carga.</li> <li>• Se considera el acortamiento del material de la pila.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuando la resistencia medida por fricción en los instrumentos dentro de la pila no alcanza el valor límite, se requieren extrapolaciones.</li> <li>• Se requiere más esfuerzo de cómputo para generar la curva ETL.</li> </ul>

Por otro lado, con base en los datos mostrados en el apartado 4.4 y lo expuesto en el apartado 4.11, se propone hacer una nueva corrección, tomando en cuenta la diferencia entre el

comportamiento por fricción, cuando se carga hacia arriba (en prueba bidireccional) y cuando se carga hacia abajo (prueba convencional, curva ETL). Así, se construyó la gráfica de la Figura 6.12, en la que se presentan: (1) curva con datos originales; (2) curva modificada por la compresión elástica de la pila; y (3) curva modificada por la compresión elástica de la pila y por efecto de la fricción aplicada hacia arriba, considerando un factor de 0.8.

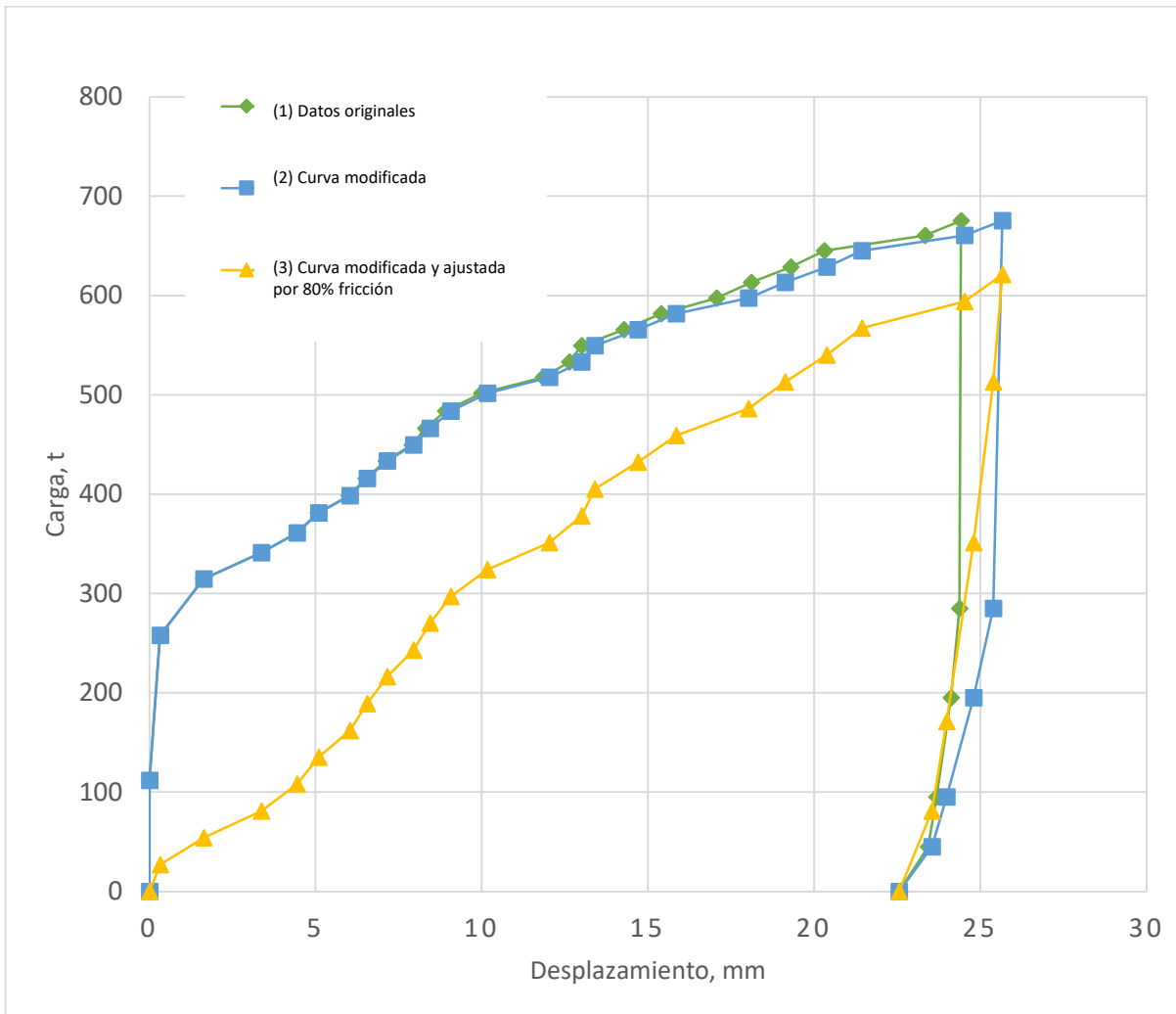


Figura 6.12 Curvas ETL, considerando ajustes por compresión elástica de la pila, y dirección de la aplicación de la carga de fricción.

#### 6.4 Modelado numérico de prueba de carga

##### 6.4.1 Modelado en 2D

Se realizaron cálculos de la prueba de carga, utilizando un modelado numérico; para el suelo se utilizó el modelo constitutivo Mohr-Coulomb y para la pila el modelo elástico-lineal. Los cálculos se hicieron con el programa de elementos finitos PLAXIS 2D, en el que se simulaban tres condiciones:

- Carga de compresión en la cabeza de la pila
- Carga de tensión en la cabeza de la pila
- Carga bidireccional cerca de la punta de la pila

El modelo geotécnico del suelo se presenta en la Tabla 6.1. Se hace notar que todos los parámetros mecánicos están en términos de esfuerzos efectivos.

Se hizo una programación de incrementos de carga para las tres condiciones estudiadas: compresión, tensión y bidireccional, que se muestra en la Tabla 6.6. La programación se realizó con base en las recomendaciones de las normas ASTM que se indican en la misma tabla.

Tabla 6.6 Programación de incrementos para modelado de pruebas de carga.

	<b>Prueba</b>	<b>Compresión</b>	<b>Tensión</b>	<b>Bidireccional</b>
Norma ASTM		D1143	D3689	D8169
<b>Etapa</b>	<b>Incremento <math>\Delta Q_{max}</math> %</b>	<b>Carga t</b>	<b>Carga t</b>	<b>Carga t</b>
Carga	12.5	71.25	73.63	39.38
	25.0	142.50	147.25	78.75
	37.5	213.75	220.88	118.13
	50.0	285.00	294.50	157.50
	62.5	356.25	368.13	196.88
	75.0	427.50	441.75	236.25
	87.5	498.75	515.38	275.63
	<b>100.0</b>	<b>570.00</b>	<b>589.00</b>	<b>315.00</b>
Descarga	75.0	427.50	441.75	236.25
	50.0	285.00	294.50	157.50
	25.0	142.50	147.25	78.75
	0.0	0.0	0.0	0.0

En la Figura 6.13 se muestran el modelo y mallado utilizados en todas las pruebas. En la Figura 6.14 se presentan algunos de los resultados, en términos de deformaciones, para las cargas correspondientes a 12.5%, 50%, 100% y 0% de la carga máxima indicada en la Tabla 6.6. La escala de valores de deformación se muestra en la columna de la extrema derecha; nótese que las escalas son diferentes para cada prueba.

Se observa lo siguiente:

- En la prueba de compresión se aprecia claramente que inicia desarrollándose primero la fricción en la pila, y después se desarrolla la carga de punta. Queda una carga residual en la punta, después de finalizar la descarga.
- En la prueba de tensión se advierte una superficie de falla similar a la indicada en las Figuras 4.1 y 4.3. Se advierte que es posible que el desarrollo de esa superficie sea también función de la longitud de la pila, ya que en pilas más largas podría no formarse desde la punta de la pila. También se advierte una carga residual al final de la descarga, en la cabeza de la pila.

- La prueba bidireccional desarrolla menos deformación que las pruebas de compresión y tensión, concentrándose en el punto donde se colocó la celda. Queda una carga residual en la punta.

En la Figura 6.15 se presenta la curva carga-desplazamiento para la prueba de compresión, donde además se han trazado las líneas correspondientes a la deformación elástica de la pila (PL/AE), asumiendo el criterio de Davisson para determinar la carga última. En la Figura 6.16 se presentan los puntos de plastificación y los campos de deformación angular, correspondientes al 100% de la carga.

En la Figura 6.17 se presenta la curva carga-desplazamiento para la prueba de tensión; como criterio de carga última se sugiere el propuesto por Prakash and Sharma (1990), mencionado en el apartado 4.4. En la Figura 6.18 se presentan los puntos de plastificación y los campos de deformación angular, correspondientes al 100% de la carga.

En la Figura 6.19 se presenta las curvas carga-desplazamiento para la prueba bidireccional; con desplazamientos negativos (-) se indica la curva de fricción, y con desplazamientos positivos (+) la curva de punta. En la Figura 6.20 se presentan los puntos de plastificación y los campos de deformación angular, correspondientes al 100% de la carga.

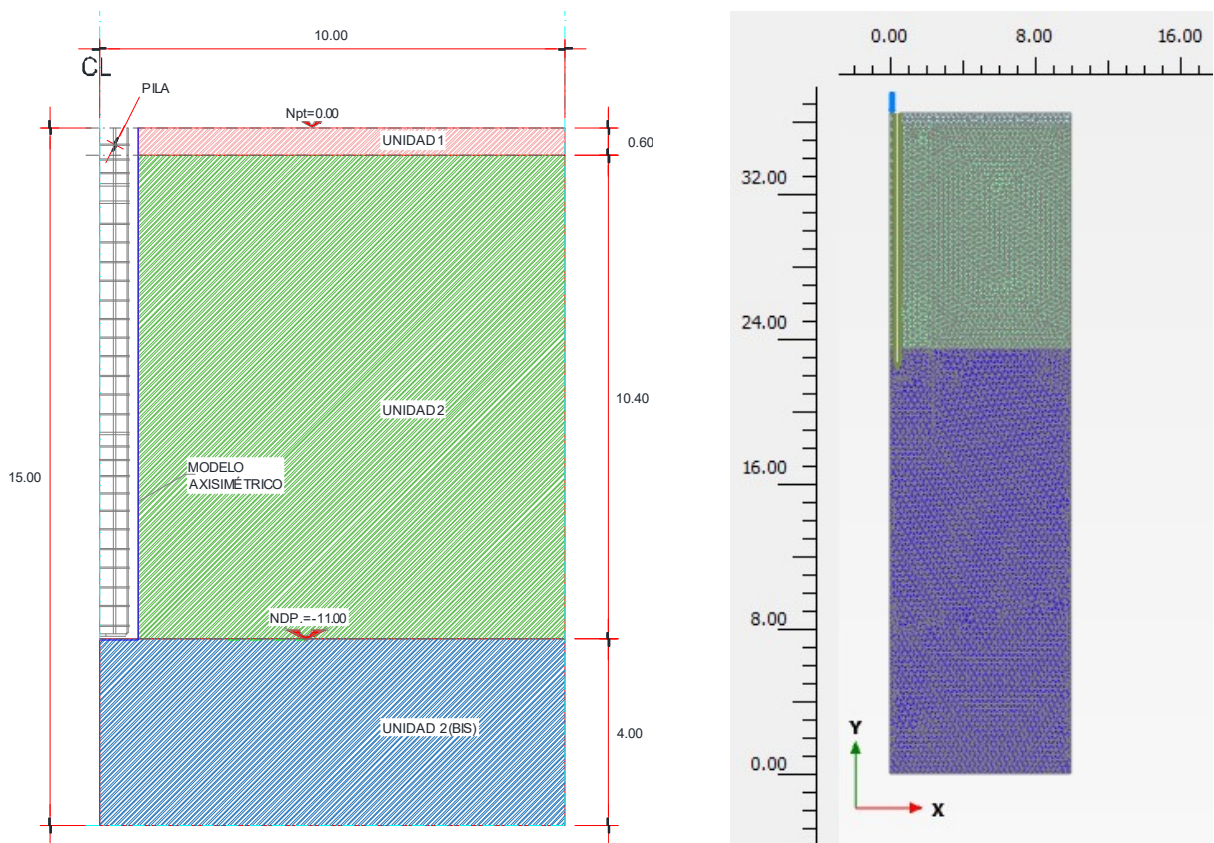


Figura 6.13 Modelo y mallado para pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud.



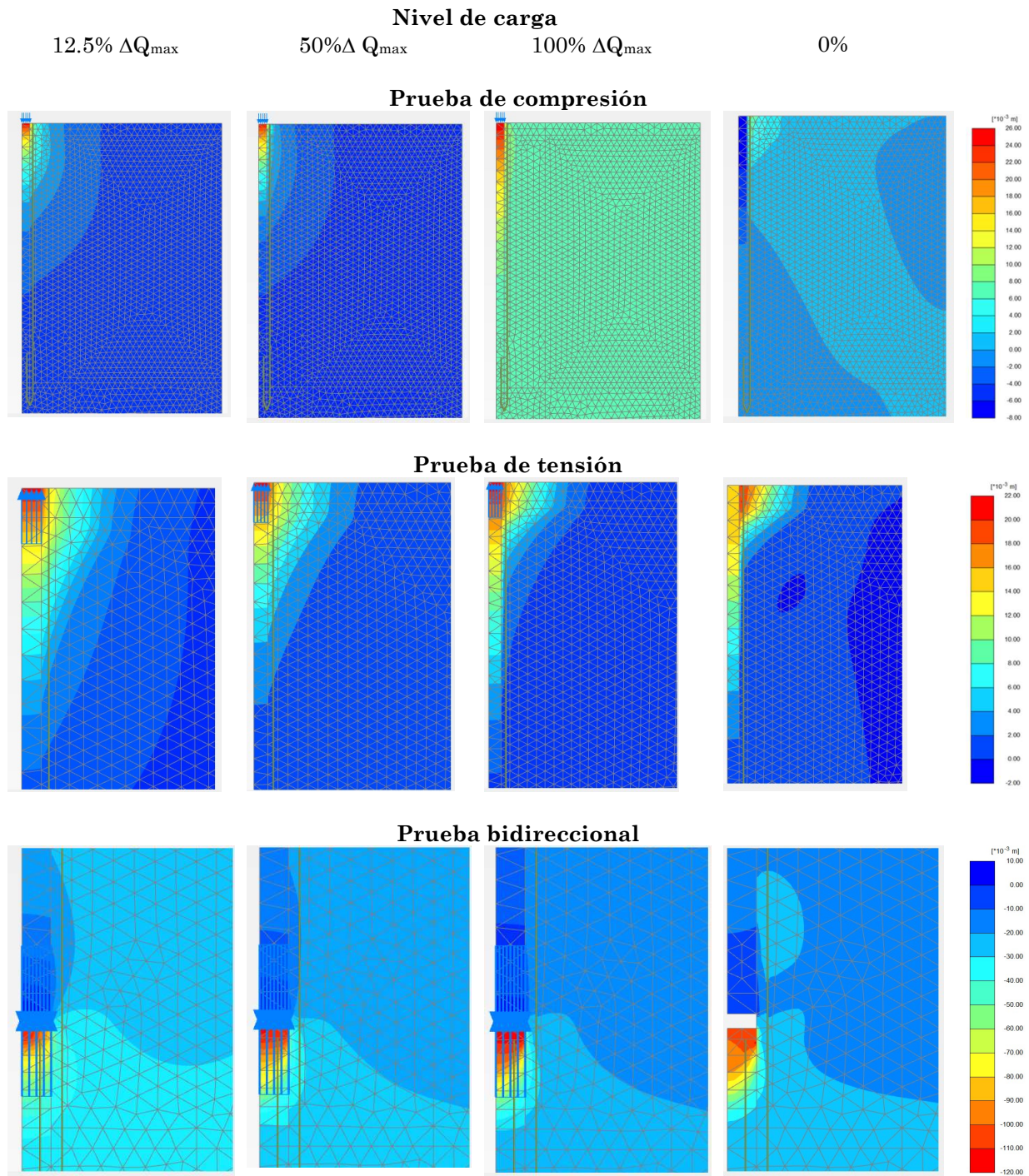


Figura 6.14 Resultados de deformaciones para diferentes niveles de carga, en pruebas de compresión, tensión y bidireccional.



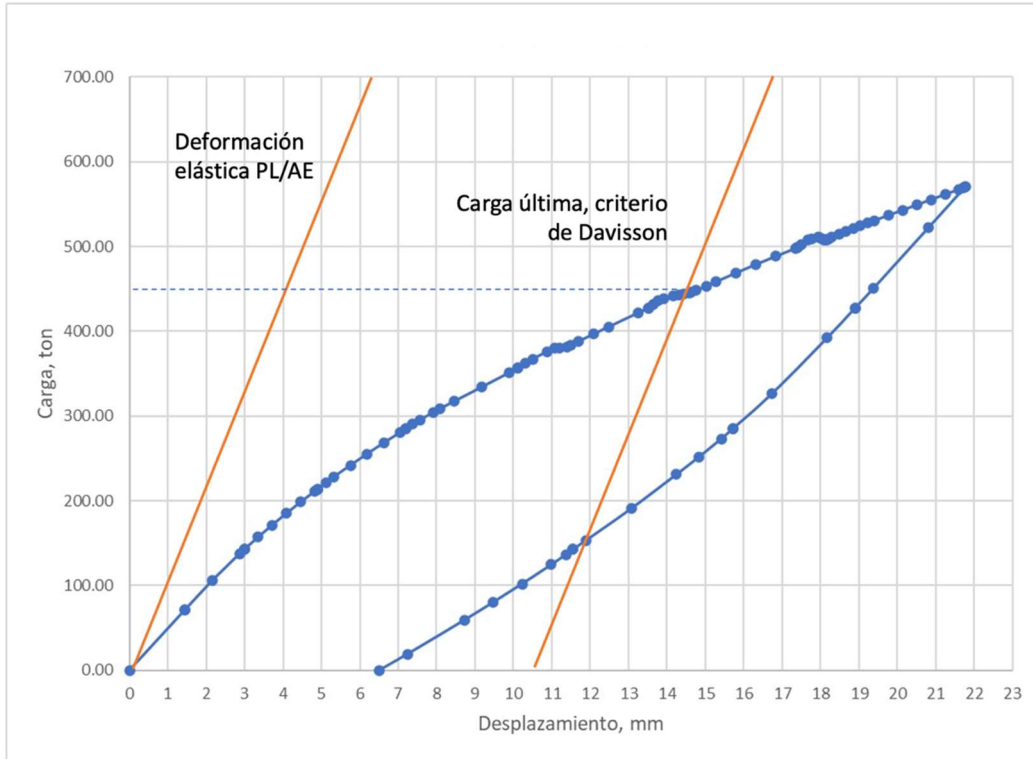


Figura 6.15 Curva carga-desplazamiento en modelado de prueba de compresión; pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud.

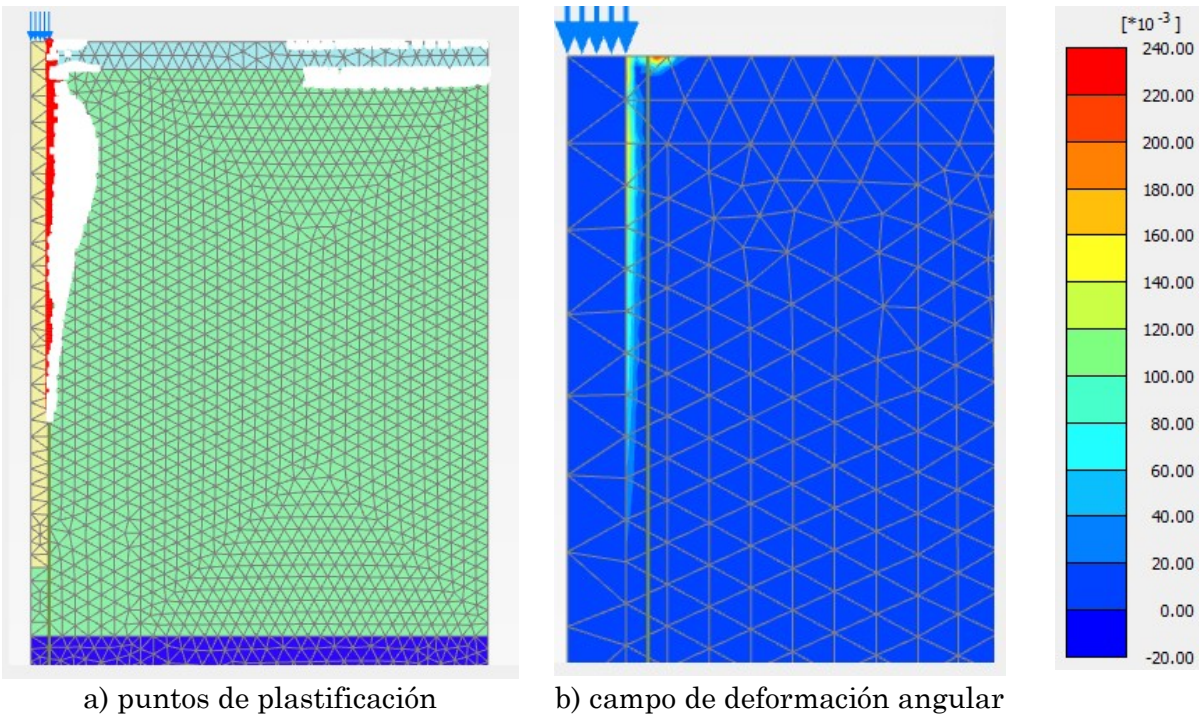


Figura 6.16 Prueba de compresión, al 100% de la carga.

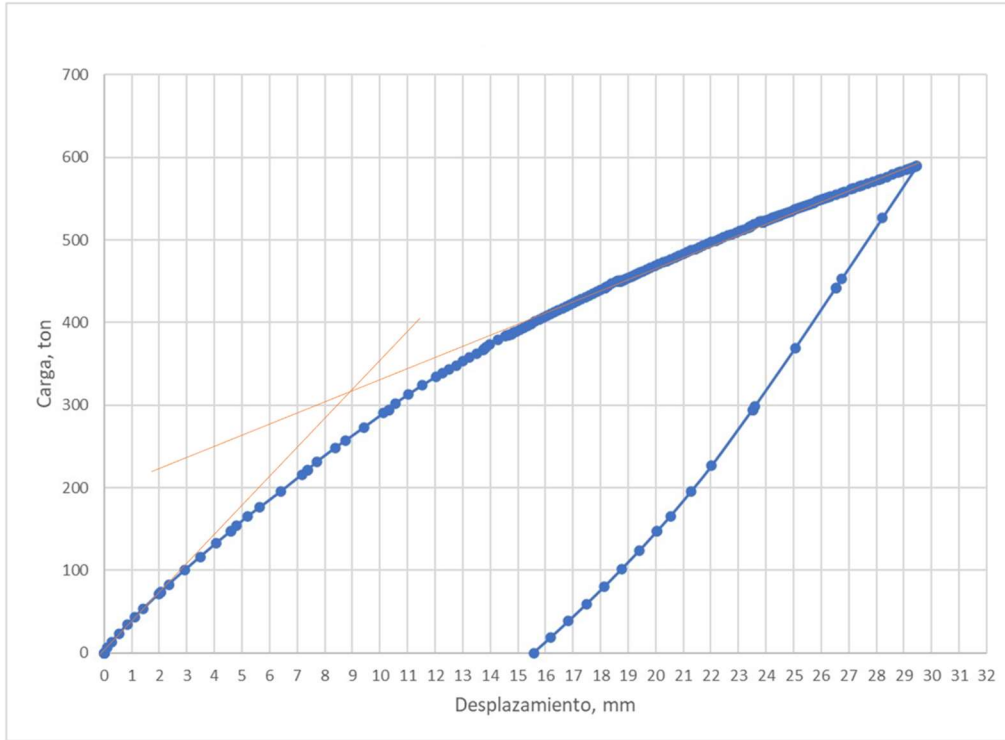
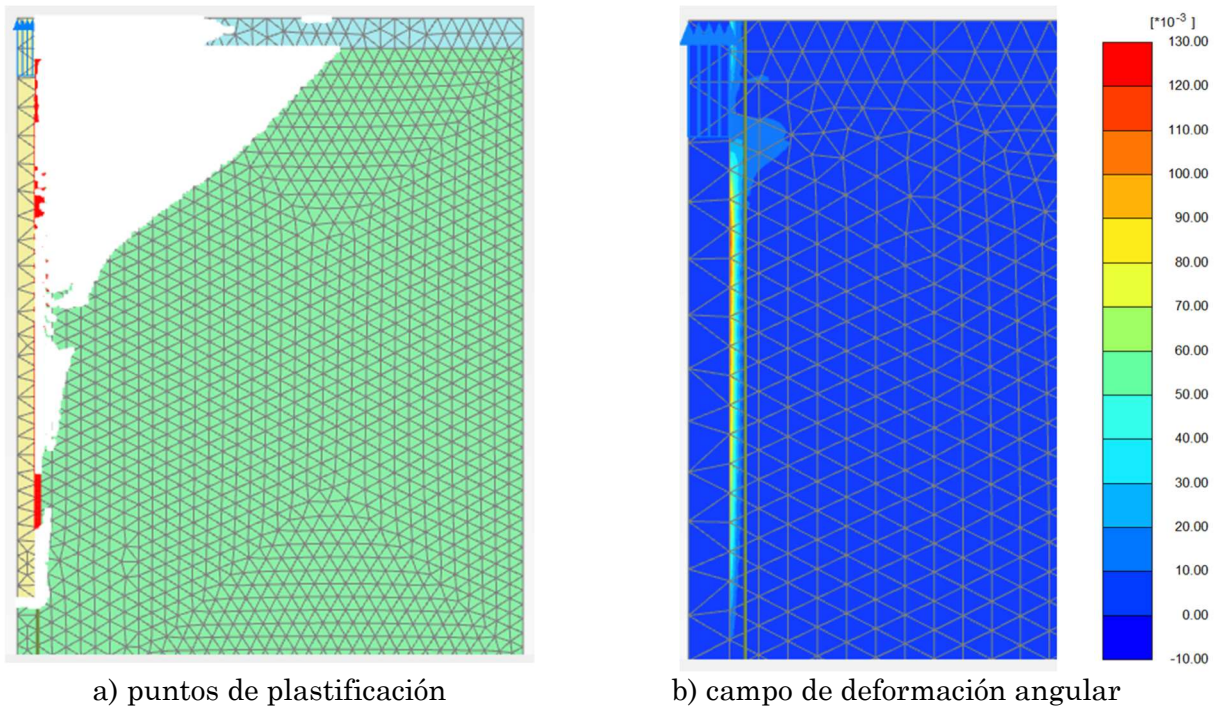


Figura 6.17 Curva carga-desplazamiento en modelado de prueba de tensión, pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud.



a) puntos de plastificación

b) campo de deformación angular

Figura 6.18 Prueba de tensión, al 100% de la carga.

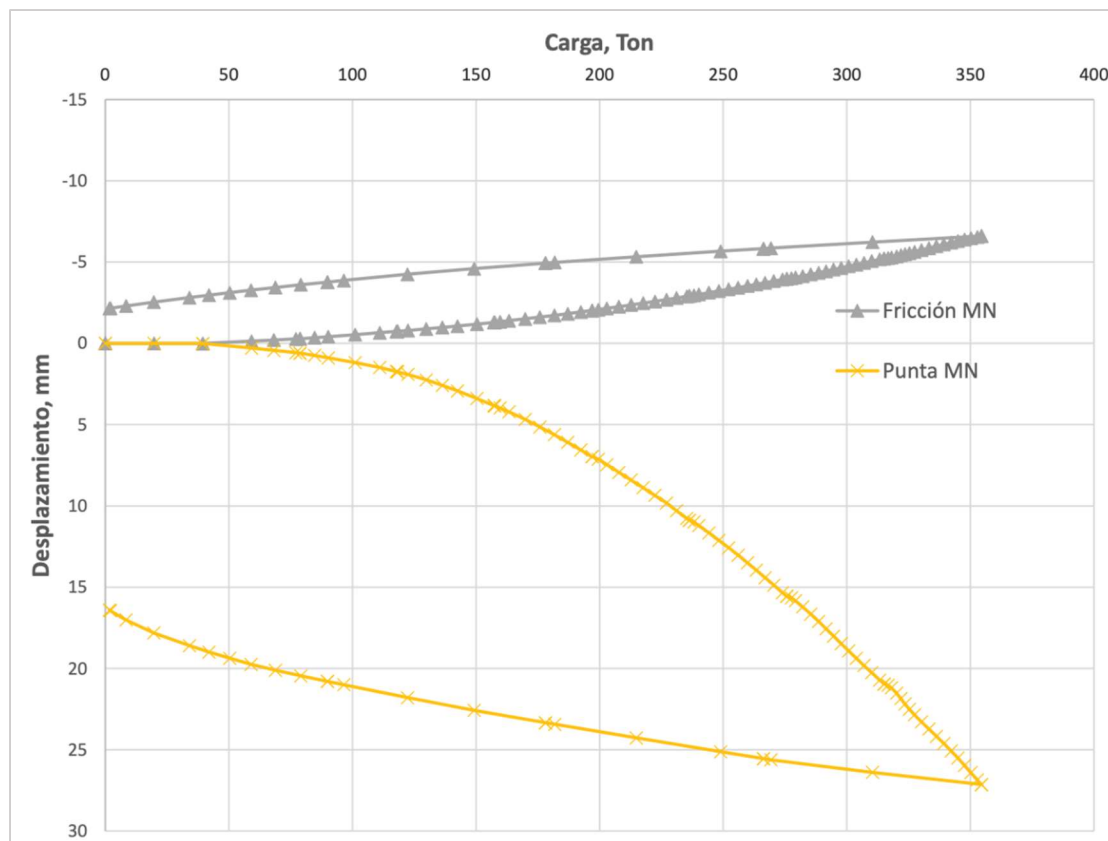


Figura 6.19 Curvas carga-desplazamiento en modelado de prueba bidireccional; pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud.

En la Figura 6.21 se presentan las curvas correspondientes a la prueba de carga bidireccional (Figura 6.10) y del modelado numérico 2D (Figura 6.19). Se aprecia que los órdenes de magnitud, tanto de desplazamiento, como de carga, son muy similares, aunque la forma de las curvas difiere ligeramente. Esto se atribuye a la heterogeneidad del suelo, así como al procedimiento de prueba.

Se construyó una curva equivalente en la cabeza (ETL), siguiendo el método de Schmertnam (1988), descrito en la Tabla 6.5, y que se muestra en la Figura 6.22, con la siguiente metodología:

**Parte I:** Se construye la curva equivalente, como se muestra en la Figura 3.21. Al alcanzarse primero la carga por punta, se extrapola la curva de fricción. Se utilizaron las funciones q-z señaladas en el capítulo 5. Se encontró que, para este caso, el mejor ajuste lo ofrece la función proporcional, mostrada en el apartado 5.1, aplicando la ec. 5.2, con los valores de referencia desplazamiento y carga (65.08, 911.53) y exponente 0.37.

**Parte II:** A la curva obtenida en la Parte I, se sustrae la deformación elástica de la pila, utilizando la ec. 3.1 y la Figura 3.22.



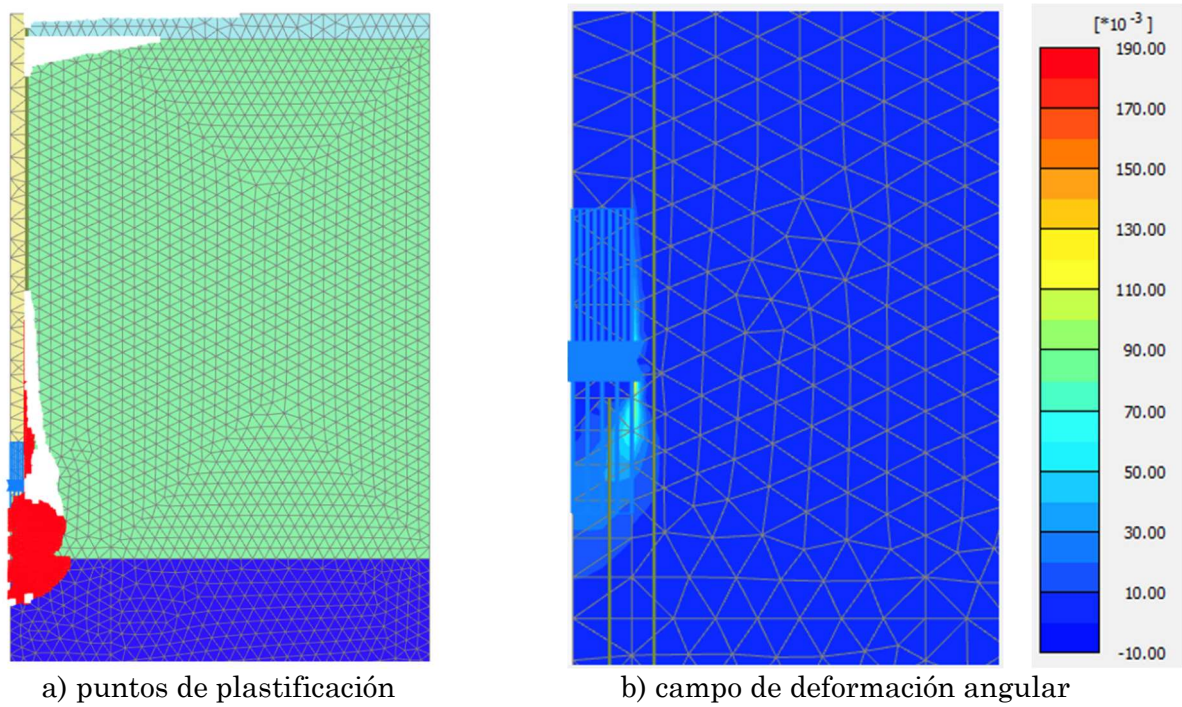


Figura 6.20 Prueba bidireccional, al 100% de la carga.

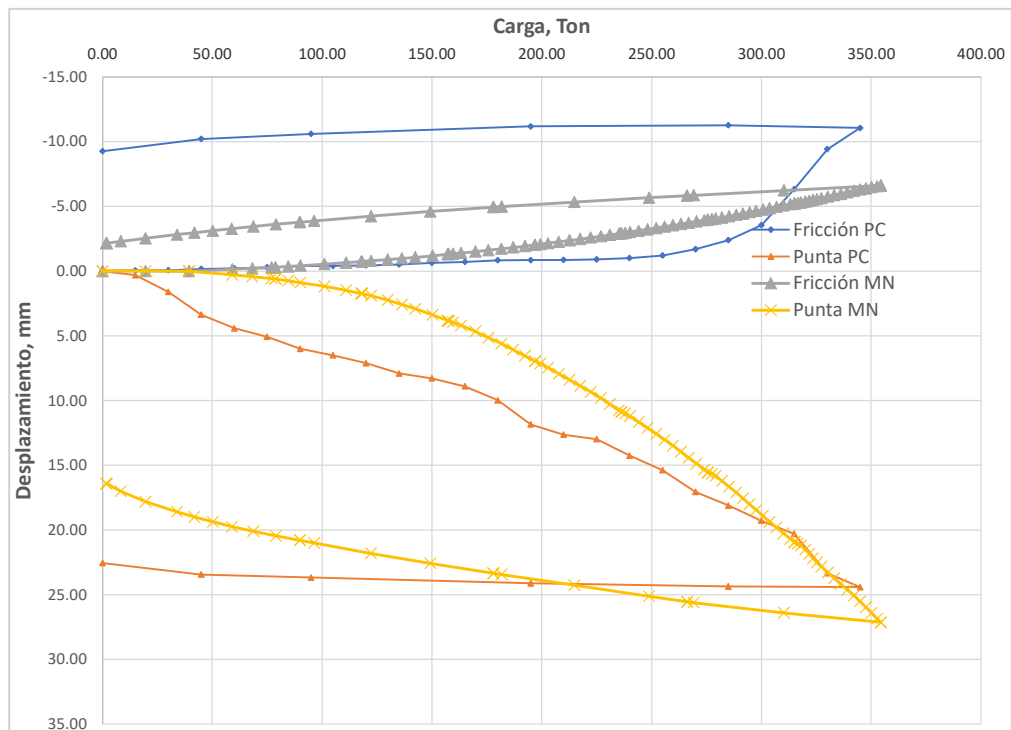


Figura 6.21 Curvas carga-desplazamiento de prueba de carga bidireccional (PC) y modelado numérico (MN).

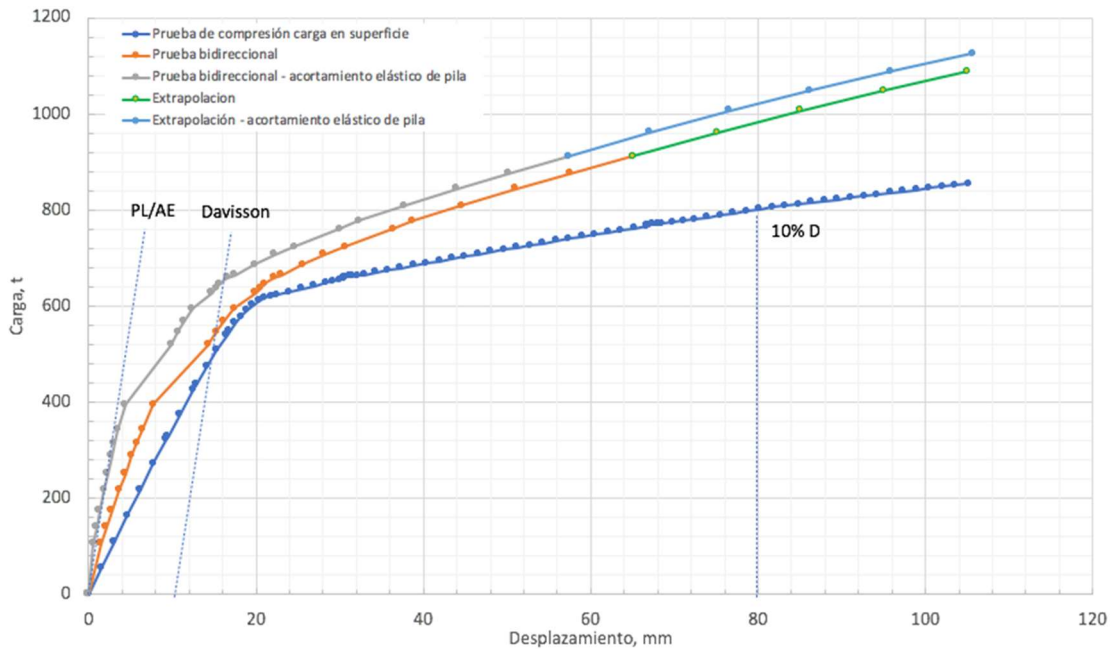


Figura 6.22 Curvas carga-desplazamiento equivalentes (ETL). Prueba de compresión y bidireccional reconstruidas; pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud.

En la Figura 6.22 se observa que la prueba bidireccional se asemeja a la prueba de compresión con carga en la cabeza hasta aproximadamente 20 mm, un poco más de la carga última obtenida con el procedimiento de Davisson. A partir de ese desplazamiento, las curvas del modelo numérico tienen un comportamiento de endurecimiento, a diferencia de la curva con carga en la cabeza, que se asemeja más a un comportamiento elasto-plástico. En la Tabla 6.7 se resumen los resultados del modelado numérico 2D.

Tabla 6.7 Comparación de capacidad de carga con el modelado numérico 2D con tres métodos analíticos y prueba de carga

Método	Referencia	Fricción t	Punta t	Total t
Cálculo analítico Vésic	Tabla 6.3	157	461	618
Cálculo analítico Tamez		134	721	855
Cálculo analítico NTCDCC		236	664	900
Modelo numérico 2D compresión	Figura 6.7	190	260	450
Modelo numérico 2D tensión	Figura 6.9	320	-	-
Modelo numérico 2D bidireccional	Figura 6.11	360	360	720
Prueba de carga bidireccional	Figura 6.10	345	345	690
Prueba de carga ETL	Figura 6.12	320	370	690

Se observa que:

- Los valores de carga total son similares, aunque el cálculo analítico subestima la capacidad por fricción y los criterios de Tamez y de las NTDCD arrojan un valor superior al medido, aunque cabe destacar que en la prueba no se alcanzó la falla.

- Los valores individuales de fricción y punta son dispares entre el cálculo analítico y el modelado numérico, pero el modelado numérico se asemeja más a la prueba de carga.
- Es muy importante el nivel de desplazamiento que se elige para determinar la carga última; si en vez de utilizar el criterio de Davisson se utiliza el del 10% del diámetro, los resultados cambian notablemente, siendo aún más dispares que los presentados en la Tabla 6.7.

También se calcularon las curvas de transferencia de carga vs profundidad, que se muestran en la Figura 6.23. Se aprecia una buena correlación en valores absolutos y forma de las curvas, comparadas con las observadas, de la Figura 6.11.

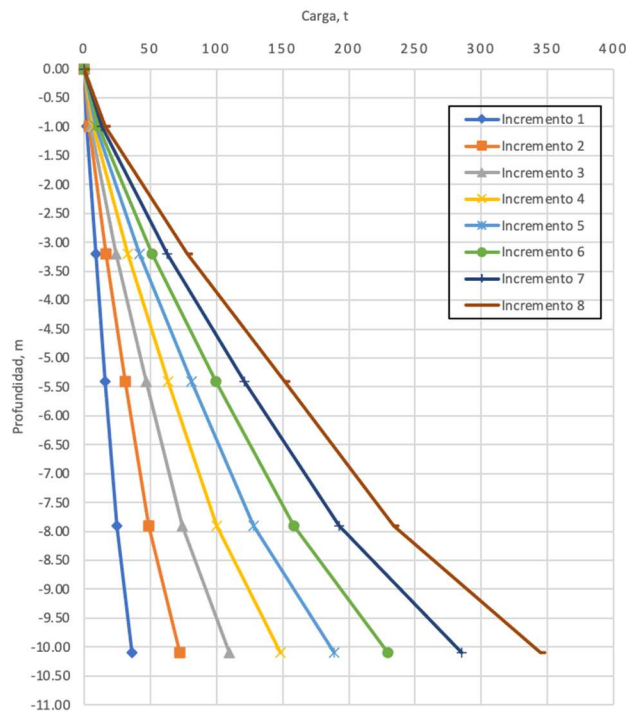


Figura 6.23 Curvas de transferencia de carga vs. profundidad, en modelado numérico 2D.

#### 6.4.2 Modelado en 3D

Se utilizaron los siguientes modelos constitutivos:

a) Mohr-Coulomb

Con los resultados de las pruebas de presiómetro y ficómetro en conjunto con las propiedades índice, se determinaron tres unidades geotécnicas para construir un modelo geotécnico basado en el modelo constitutivo Mohr-Coulomb (Tabla 6.1), que también se utilizó en el análisis 2D.

b) Hardening Soil Model, with Small Strain Stiffness (HSS)



Los parámetros para este modelo se tomaron a partir de la información obtenida en la campaña de exploración geotécnica efectuada en junio del 2020 (inGeum, 2020) y trabajos complementarios de Down Hole a 20 m para medir las velocidades de onda cortante (S) y compresional (P) ejecutadas en abril del 2021 (inGeum, 2021a), con mediciones a cada metro de profundidad, Anexo B.

Con las velocidades de onda cortante, se obtuvieron las propiedades geomecánicas para el modelo constitutivo HSS (Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness) descritas en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8 Modelo geotécnico para el modelo constitutivo HSS

UNIDAD	DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD		Espesor	$\gamma$	c	$\phi$	$\psi$	E	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$
		(m)										
		DE	A	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(°)	(°)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
R	Rellenos con material de construcción, arenas gruesas y limos de color café	0	0.6	0.6	15	60.00	30	0	20,000			
UG-01	Arena media limosa color café grisáceo, intercalaciones de cristales de cuarzo, micas, menor cantidad de pirita y gravas intercaladas.	0.6	13	12.4	18	136.00	26.7	0	389,600	233,760	233,760	701,280
UG-02	Arena media a gruesa color café grisáceo poco limosa y fuertemente cementada, presencia de gravas color negro, cristales de cuarzo, micas y pirita.	13	45	32	19	92.00	36.4	6.4	1,532,200	919,320	919,320	2,757,960

Tabla 6.8 Modelo geotécnico para el modelo constitutivo HSS (continuación)

$v'_{ur}$	m	$R_f$	$\gamma_{0.7}$	$K_0^{nc}$	$\nu$	$k_0$	$\sigma'_3$	$V_p$	$V_s$	$E_0$	$G_0$	$G_0^{ref}$	$\gamma_{0.7}$
( )	( )		( )	( )	( )	( )	(kN/m <sup>2</sup> )	(m/s)	(m/s)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	( )
0.2	0.5	0.9	0.00013	0.5507	0.3	0.43	120.60	950	500	1,655,963	4,587,156	4,177,052	0.00013
0.2	0.5	0.9	0.00013	0.4066	0.3	0.43	536.20	1050	650	2,135,321	8,182,977	3,533,848	0.00013

A continuación, se describen los criterios para obtener los parámetros de los dos modelos constitutivos a emplear en el modelado numérico.

### Modelo constitutivo Mohr-Coulomb

Los valores de los pesos volumétricos ( $\gamma$ ) fueron obtenidos de muestras inalteradas en la campaña de exploración del mes de junio del 2020, se recuperaron muestras con tubo dentado y tubo Soletanche en materiales granulares.

Los valores del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y cohesión (c) se obtuvieron de pruebas de ficómetro (PHI) *in situ*.

El módulo de elasticidad (E) se obtuvo de la prueba de Presiómetro (PMT) ejecutada *in situ*.

La relación de Poisson ( $\nu$ ) se propuso de acuerdo con la naturaleza de los materiales.

El coeficiente de presión tierras en reposos ( $k_0$ ) se obtuvo en función del ángulo de fricción ( $\phi$ ).

El ángulo de dilatancia ( $\psi$ ) se obtuvo empleando como criterio la siguiente expresión:  $\psi = \phi - 30^\circ$ .

Los valores del ángulo de fricción y cohesión se consideran drenados y con efectos a corto plazo debido a que no se tiene presencia de agua en el subsuelo.

### **Modelo constitutivo HSS**

Es importante mencionar que algunos parámetros de este modelo constitutivo se obtienen a partir de los resultados geofísicos y otros por recomendaciones indicadas en el manual de usuario del software PLAXIS 3D. A continuación, se describen los valores obtenidos.

El ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), la cohesión ( $c$ ), la relación de Poisson ( $\nu$ ), el coeficiente de tierras en reposo ( $k_0$ ), el peso volumétrico ( $\gamma$ ) y el ángulo de dilatancia ( $\psi$ ) tienen los mismos valores que en el modelo Mohr Coulomb.

La relación de falla ( $R_f$ ) tiene un valor fijo de 0.90 (PLAXIS 3D), según criterios empíricos.

Módulo de rigidez secante de referencia ( $E_{50}^{ref}$ ) tiene un valor del 60% del valor  $E$  obtenido del modelo Mohr Coulomb; este criterio es usado para materiales arenosos.

Módulo de rigidez tangente de referencia para carga primaria edométrica ( $E_{oed}^{ref}$ ) se toma igual al valor del módulo de rigidez secante de referencia ( $E_{50}^{ref}$ ).

Módulo de rigidez de carga/recarga de referencia ( $E_{ur}^{ref}$ ) se toma como  $3E_{50}^{ref}$  de acuerdo con la recomendación de PLAXIS 3D.

Parámetro  $m$ , que depende de del estado de compacidad del material y del nivel de deformaciones, se propone un valor de 0.50 para arenas.

La relación de Poisson en carga/recarga ( $\nu_{ur}$ ) tiene un valor fijo de 0.20.

La presión de referencia ( $p^{ref}$ ) tiene un valor de 100 kPa.

Deformación de cortante ( $\gamma_{0.70}$ ) al  $0.70G_0$  estimado con un valor de 0.00013, obtenido de la curva de degradación para arenas de acuerdo con Seed & Idris (1970) (Figura 6.24).

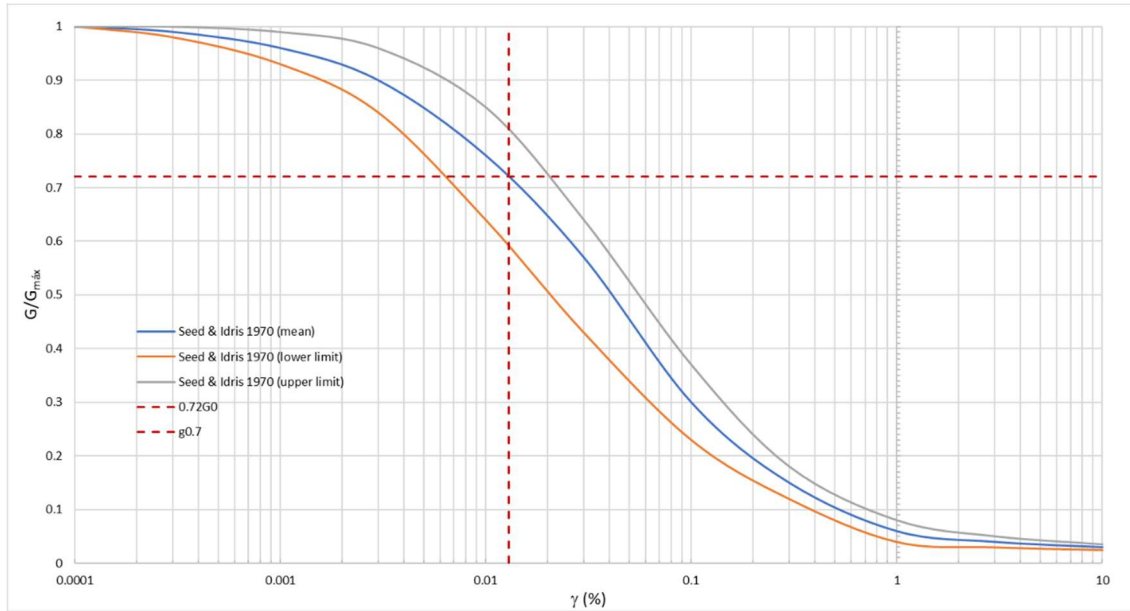


Figura 6.24 Curva de degradación para obtener el valor de  $\gamma_{0.7}$  para arenas.

El módulo de rigidez al cortante para pequeñas deformaciones de referencia ( $G_0^{\text{ref}}$ ) se determina de la siguiente manera: Se calcula el valor del módulo de rigidez a cortante ( $G_0$ ) con la siguiente expresión a partir de la  $V_s$ :

$$G_0 = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad (\text{ec. 6.17})$$

donde:

$g$       aceleración de la gravedad ( $g$ ).

$V_s$      velocidad de onda cortante en el suelo, obtenida de la prueba de Down Hole.

Finalmente, el módulo de cortante para pequeñas deformaciones de referencia ( $G_0^{\text{ref}}$ ) se calcula con la siguiente ecuación:

$$G_0 = G_0^{\text{ref}} \left( \frac{\sigma'_3}{p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (\text{ec. 6.18})$$

donde:

$p^{\text{ref}}$     presión de referencia con un valor de 100 kPa.

$\sigma'_3$     esfuerzo efectivo a mitad del estrato.

$m$       parámetro que depende de del estado de compacidad del material y del nivel de deformaciones; 0.50 para arenas.

**Modelado numérico con carga en cabeza.** Se construye un modelo numérico tridimensional, empleando el software PLAXIS 3D. El modelo tiene dimensiones en el plano

XY de 12 m x 12 m, la profundidad del suelo está a 45 m (Figura 6.25). El diámetro de la pila es de 0.80m y tiene una profundidad de desplante de 11 m. El material de la pila es concreto con resistencia a la compresión  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , el módulo de elasticidad  $E$  asociado a esta resistencia es de  $221,359.44 \text{ kg/cm}^2$  ( $22.136 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ) y su relación de Poisson  $\nu=0.18$ .

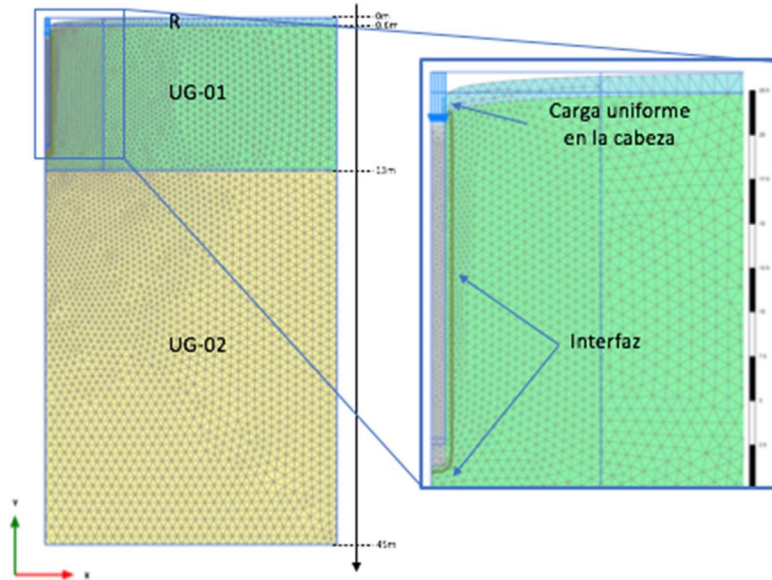


Figura 6.25 Geometría del modelo numérico 3D con carga en la cabeza.

Se aplica una carga en la cabeza de la pila mediante la introducción de un esfuerzo vertical hasta obtener un desplazamiento máximo de 12 cm que corresponde al 15% del diámetro de la pila.

Se obtiene el valor de la resistencia al corte  $s = c + \sigma \tan \phi$  para modelar el suelo. Este criterio se utilizó en ambos modelos constitutivos MC y HSS, los valores de  $s$  se indican en la Tabla 6.9.

Tabla 6.9 Valores de la resistencia al corte  $s$  para los modelos constitutivos MC y HSS

PROFUNDIDAD (m)		PROF. MEDIA (m)	$\gamma_1 =$	1.50	$t/m^3$	$\gamma_2 =$	1.80	$t/m^3$	$\gamma_3 =$	1.90	$t/m^3$
DE	A		$k_{01} =$	0.55	$k_{02} =$	0.43	$k_{03} =$	0.43			
0	0.6	0.3	$c_1 =$	6.00	$t/m^2$	$c_2 =$	13.60	$t/m^2$	$c_3 =$	9.20	$t/m^2$
0.6	13	6.8	$\phi_1 =$	30.00	$^\circ$	$\phi_2 =$	26.70	$^\circ$	$\phi_3 =$	36.40	$^\circ$
13	45	29	$\sigma_{n1} =$	0.45	$t/m^2$	$\sigma_{n2} =$	12.24	$t/m^2$	$\sigma_{n3} =$	55.10	$t/m^2$
			$s_1 =$	6.18	$t/m^2$	$s_2 =$	17.42	$t/m^2$	$s_3 =$	34.39	$t/m^2$
			$\sigma_{oct1} =$	0.32	$t/m^2$	$\sigma_{oct2} =$	7.59	$t/m^2$	$\sigma_{oct3} =$	34.16	$t/m^2$
			$s_{1(0.80)} =$	4.95	$t/m^2$	$s_{2(0.80)} =$	13.93	$t/m^2$	$s_{3(0.80)} =$	27.51	$t/m^2$

Las etapas constructivas se describen a continuación:

*Etapas* 1 – Estado inicial geoestático: Se representan las condiciones iniciales del modelo, sin ningún tipo de construcción: únicamente peso propio y sin nivel de aguas freáticas.

*Etapa 2* – Etapa de excavación: Se considera una excavación en seco para alojar el armado y colado de la pila.

*Etapa 3* – Construcción de la pila: Se representa el colado final del elemento hasta los 11 m de profundidad, la punta se ubica en la unidad geotécnica UG-02.

*Etapa 4* – Aplicación de carga en cabeza. Se aplica una carga en la cabeza de la pila (esfuerzo vertical) hasta alcanzar un nivel de desplazamiento del 15% del diámetro de la pila (0.12m), asumiendo dicho valor como criterio de falla.

En la Figura 6.26 se muestra la curva carga-desplazamiento resultante.

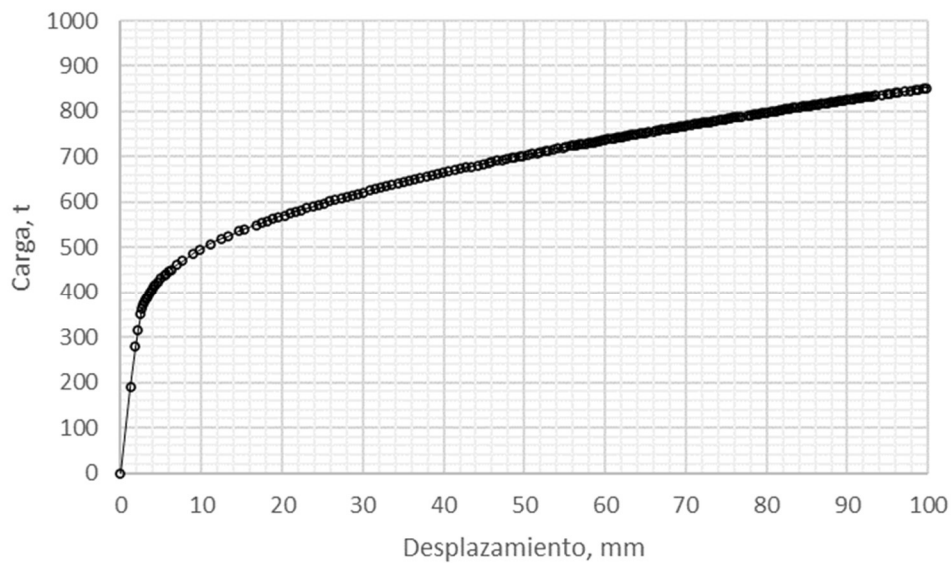


Figura 6.26 Curva carga-desplazamiento para modelado numérico 3D, con carga en la cabeza.

Para verificar que el trabajo en el fuste y la punta se desarrollan completamente, se muestran los puntos plásticos en la Figura 6.27. Las zonas en rojo indican los puntos en donde se alcanzó la plastificación del suelo.

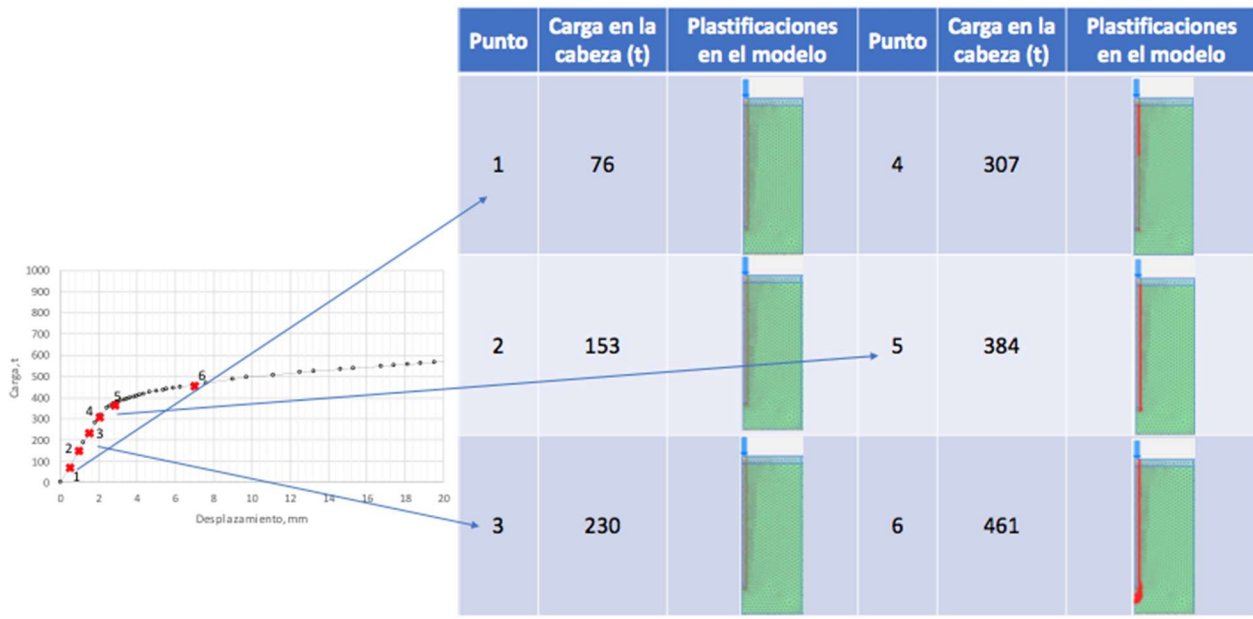


Figura 6.27 Zonas plastificadas, con carga en la cabeza.

En la Figura 6.28 se presenta la evolución del cortante en el fuste de la pila, durante la aplicación de la carga vertical en la cabeza. Cuando se aplica carga en el cabezal de la pila, se observa que el suelo superficial es el primero en responder a la aplicación de la carga y, conforme ésta va creciendo, el suelo a mayor profundidad va reaccionando a esa carga.

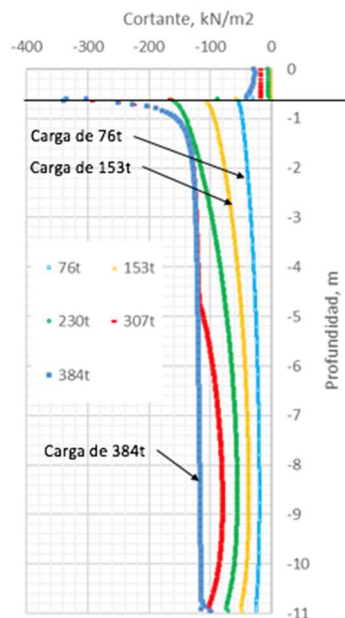


Figura 6.28 Evolución del cortante en el fuste, con carga en la cabeza.

**Modelado numérico con carga en celda bidireccional.** Se utilizaron los modelos constitutivos Mohr-Coulomb (MC) y Hardening Soil Model with Small Strain Stifness (HSS). El modelo se muestra en la Figura 6.29.



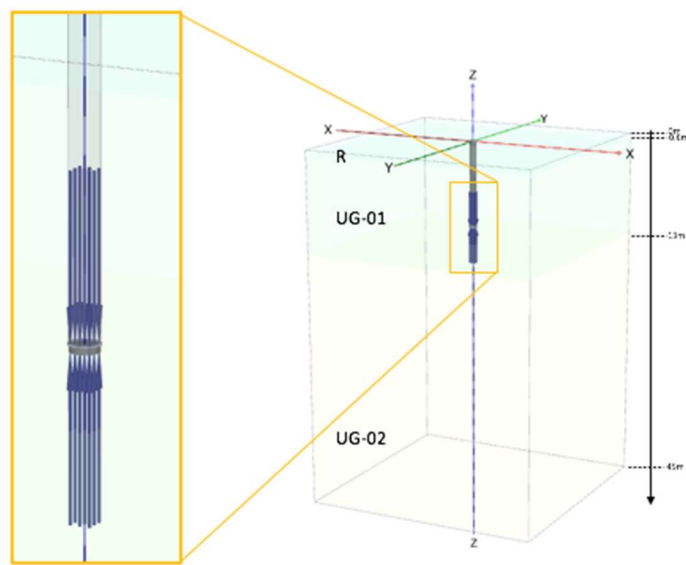


Figura 6.29 Geometría del modelo numérico 3D con carga bidireccional.

Se aplica carga en las celdas, lo que genera un esfuerzo normal ascendente (placa superior de la celda) y descendente (placa inferior de la celda), a 11m de profundidad, donde se ubica la celda bidireccional.

Las etapas del análisis se describen a continuación:

*Etapas 1* – Estado inicial geostático: Se representan las condiciones iniciales del modelo numérico, sin ningún tipo de construcción: únicamente peso propio del suelo y el nivel de aguas freáticas o presiones hidrostáticas.

*Etapas 2* – Etapa de excavación: Se considera una excavación en seco para alojar el armado y colado de la pila.

*Etapas 3* – Construcción de la pila: Se representa el colado final del elemento hasta 11 m de profundidad, la punta se ubica en la unidad geotécnica UG-02.

*Etapas 4* – Aplicación de carga mediante celda bidireccional: Se aplica una carga como esfuerzo en las caras superior e inferior de la holgura que aloja las celdas de carga, la intensidad de estas cargas tiene el mismo valor hacia arriba y hacia abajo, Figura 6.30.

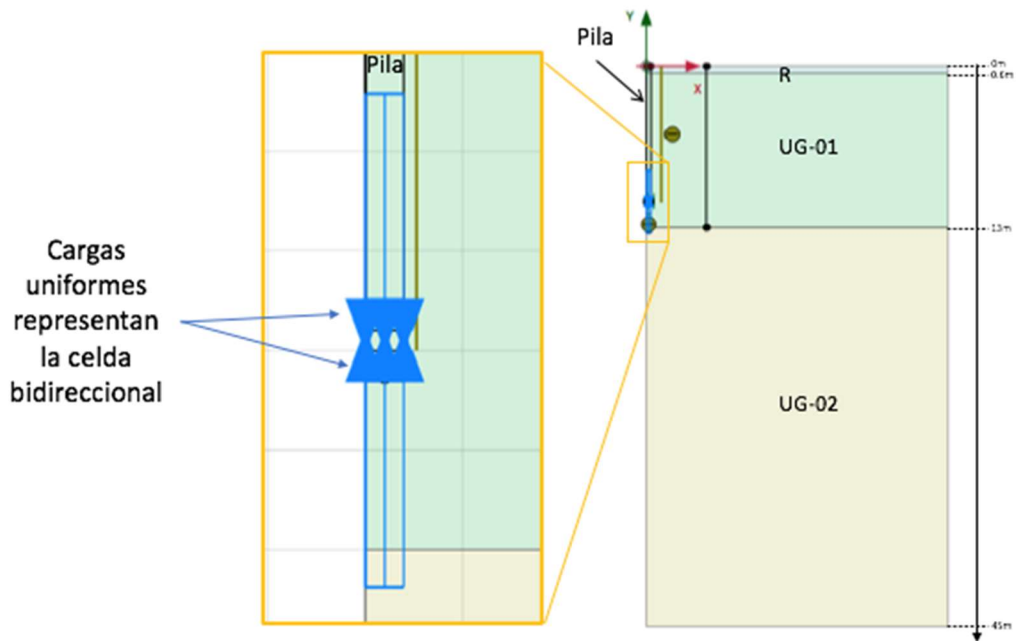


Figura 6.30 Configuración para celdas de carga y mecanismo de aplicación de cargas.

Los desplazamientos en la etapa 4 se indican en la Figura 6.31, los desplazamientos en ambos modelos son muy similares.

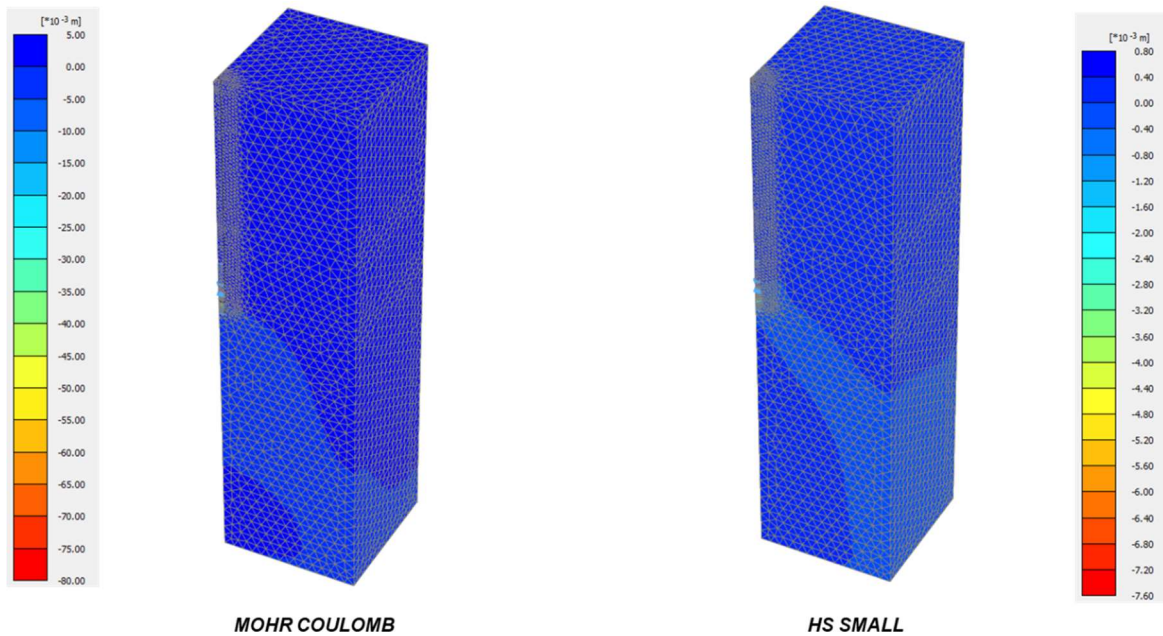


Figura 6.31 Desplazamientos en la etapa 4 de aplicación de carga con celda bidireccional.

Para verificar que el trabajo en el fuste y la punta se desarrollan completamente, se verifican los puntos plásticos, Figura 6.32.

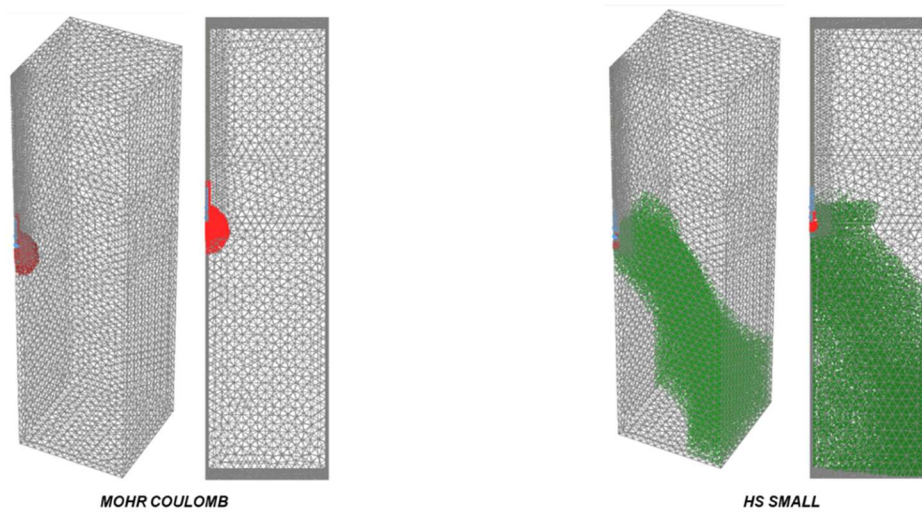


Figura 6.32 Puntos plásticos desarrollados en los modelos MC y HSS.

De acuerdo con la figura anterior, para el caso del modelo constitutivo Mohr Coulomb sólo se plastifica totalmente la punta y una parte del fuste de la pila. En el modelo constitutivo HSS además de plastificarse la punta y en menor medida el fuste, se generan esfuerzos de corte (triángulos verdes) por debajo de la zona de la punta de la pila.

La curva carga-desplazamiento del modelado numérico 3D se presenta en la Figura 6.33, y la curva equivalente en la cabeza (ETL) en la Figura 6.34.

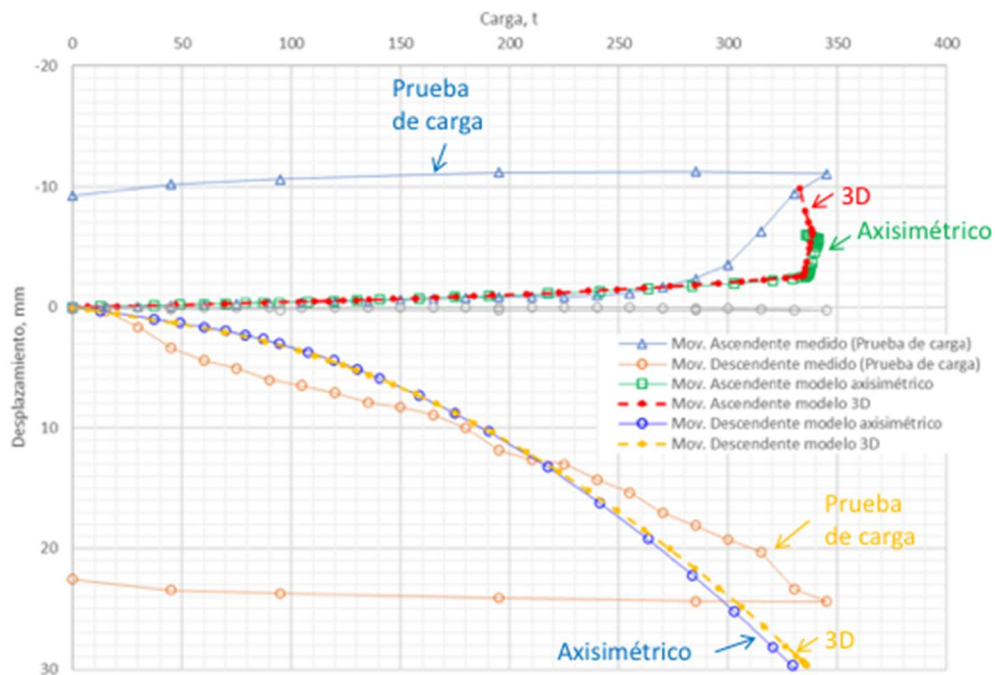


Figura 6.33 Curvas carga-desplazamiento con carga bidireccional: prueba de carga y modelado numérico 3D y 2D axisimétrico.

Se observa que los modelos numéricos 2D y 3D siguen con bastante aproximación el comportamiento de la prueba de carga bidireccional, tanto en la porción de fricción, como en la de punta.

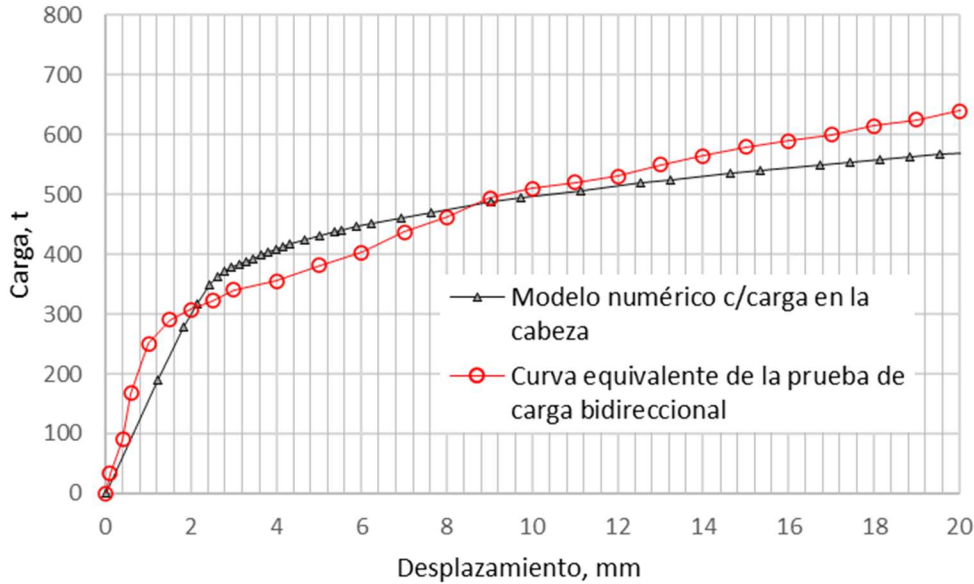


Figura 6.34 Curvas equivalentes carga-desplazamiento del modelado numérico 3D: carga en la cabeza y carga bidireccional.

La curva equivalente de la prueba de carga se obtuvo sumando las cargas superior e inferior en la celda para un mismo desplazamiento y extrapolando la curva de la celda superior (fuste), sin considerar la deformabilidad del concreto (método original, Tabla 6.5). Este procedimiento produce resultados satisfactorios.

Los resultados de la capacidad de carga última obtenida con los métodos analíticos, se comparan con los resultados del modelado numérico 3D para carga con celdas en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10 Comparación de capacidad de carga con el modelado numérico 3D con tres métodos analíticos y prueba de carga

Método	Referencia	Fricción t	Punta t	Total t
Cálculo analítico Vésic	Tabla 6.3	157	461	618
Cálculo analítico Tamez		134	721	855
Cálculo analítico NTCDC		236	664	900
Modelo numérico 3D compresión	Figura 6.26	550	250	800
Modelo numérico 3D bidireccional	Figura 6.33	355	295	650
Prueba de carga bidireccional	Figura 6.10	345	345	690
Prueba de carga ETL	Figura 6.34	320	370	690

Se aprecia que el valor de capacidad de carga por fuste es mucho menor de los valores calculados con métodos analíticos y del modelado numérico con carga en cabeza, esto es debido a que, al realizar la prueba con celda bidireccional, no se desarrolla por completo el trabajo por fuste de la pila, ya que se alcanza primero la resistencia última de la punta de la pila. Por lo anterior, el valor indicado por fuste ( $Q_{fu}$ ) y el total ( $Q_u$ ) para el modelo numérico son parciales.

### *6.5 Comentarios a la prueba de carga*

Al realizar una prueba de carga a escala natural, utilizando una celda bidireccional, se pudieron constatar varios puntos planteados en capítulos anteriores.

La selección del sitio de prueba (Sitio Delta) obedeció a las características geotécnicas del lugar, en el que predominan los suelos granulares compactos. La caracterización de estos materiales requirió combinar diferentes técnicas de exploración muestreo: sondeos de penetración estándar, y sondeo selectivo con muestreo de tipo inalterado, pruebas presiométricas, pruebas con ficómetro, sondeo geofísico con el procedimiento de pozo-abajo.

La variedad de técnicas obedeció a la premisa de realizar análisis analíticos, y con modelado numérico, utilizando diferentes modelos constitutivos; en este caso, se utilizaron los modelos Mohr-Coulomb y Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (HSS).

Se realizaron modelaciones numéricas para una pila de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud. Se llevó a cabo una modelación 2D, utilizando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, además de una modelación 3D, comparando los resultados obtenidos, utilizando los modelos constitutivos mencionados anteriormente.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el modelado numérico 3D para la pila con carga en cabeza y pila con carga en celda bidireccional, se tienen las conclusiones siguientes:

- Se modela la pila embebida en un medio continuo (suelo) con dos modelos constitutivos: Mohr Coulomb (MC) y Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (HSS). Los parámetros se obtuvieron a partir de pruebas in situ que fueron presiómetros (PMT) y Ficómetros (PHI), resultados de pruebas de laboratorio y estudios geofísicos del tipo Down Hole para determinar las velocidades de onda de corte en el subsuelo.
- La capacidad de carga última esperada se calcula empleando los métodos de Vésic, Tamez y NTCDDC, a fin de verificar los resultados del modelado numérico.
- Se construyeron dos modelos numéricos tomando como base la ecuación constitutiva de cada uno de ellos; el primer modelo numérico se realiza aplicando la carga en cabeza de la pila y se obtuvieron las capacidades de carga de la interfaz, al comparar estos resultados con los valores calculados con los métodos analíticos, se pudo constatar que son comparables.
- El segundo modelo de pila fue con carga bidireccional; se construyó un modelo que simula la apertura de celdas al momento de iniciar la prueba de carga, la ubicación de estas celdas

se localiza a 11 m de profundidad, con esto se utiliza como sistema de reacción el fuste de la pila y se obtiene la resistencia en punta última. Los resultados obtenidos de la resistencia por fricción son muy similares a los obtenidos en la prueba de carga; para el caso de la resistencia en punta los resultados obtenidos son similares a los métodos analíticos.

- Los resultados de capacidad de carga obtenidos en ambos métodos son considerados aceptables si se toma como parámetro de comparación los valores calculados con los métodos analíticos de Tamez, Vésic y NTCDDC. Para el caso del modelo con celda bidireccional, se observa que el modelo numérico no alcanza a desarrollar totalmente el trabajo por fuste, solamente se alcanza el trabajo por punta.
- En los tres ensayos: compresión, tensión y bidireccional, al concluir la etapa de descarga, se aprecia la presencia de una fuerza residual en la pila, que tiene el efecto de indicar una mayor capacidad de la encontrada, si la fuerza residual no estuviera presente, o fuera tomada en cuenta en la evaluación del ensayo. Esta fuerza da como resultado una sobrestimación de la capacidad de carga de fricción y una subestimación de la resistencia de punta. Este hecho se ha reportado anteriormente (Fellenius, 1999), y debe ser tomado en cuenta en la interpretación. Una discusión detallada de este punto se puede encontrar en Fellenius (2020).

Se construyó una pila de prueba en el Sitio Delta, con las mismas características de la pila analizada analítica y numéricamente, instalándose una celda bidireccional en la punta.

Cabe destacar que la fabricación de la nueva celda bidireccional es una contribución destacada en la ejecución de este tipo de ensayos a futuro, ya que el costo de esta versión es significativamente menor que el de los modelos mostrados en los apartados 3.1 y 3.5, con un desempeño satisfactorio para el nivel de carga y desplazamiento requeridos en la prueba realizada.

Después de 30 días, se llevó a cabo la prueba de carga bidireccional, y los resultados muestran buena similitud entre lo medido y lo calculado analíticamente y lo modelado numéricamente, en la parte correspondiente a la fricción. En cuanto al aporte de punta, se observaron diferencias importantes entre los resultados experimentales, y la modelación numérica.



## 7 Conclusiones

Esta investigación tuvo como objetivo primordial contribuir a un mejor entendimiento de la determinación de la capacidad de carga, en suelos granulares, de pilas de cimentación, tanto por punta, como por fricción, utilizando el concepto de celda de carga bidireccional, y resultados de pruebas de carga convencionales. Quedó demostrada la bondad del uso de las pruebas de carga en la planeación y diseño de elementos de cimentación profunda.

Se revisaron los antecedentes de las pruebas de carga convencionales, con diferentes procedimientos de carga, de sistemas de reacción, instrumentación en la cabeza de la pila y en el interior de la misma, la presentación de los resultados de la prueba, y sus principales ventajas y limitaciones, quedando demostrada su utilidad en diferentes etapas de un proyecto.

Cuando se cuenta con instrumentación en el cuerpo de la pila, se resalta que, para la interpretación de la prueba de carga, es fundamental la obtención del módulo de elasticidad compuesto de la pila. En el Anexo A se presentan cuatro criterios para determinarlo: con base en relaciones empíricas, método del módulo constante, método del módulo tangente y método de rigidez incremental. Al aplicar los diferentes criterios en un caso historia, se concluye que los métodos del módulo tangente y de rigidez incremental presentan mayores ventajas respecto de los otros.

Se explican los fundamentos en los que se basa la ejecución de la prueba de carga bidireccional. Se hace énfasis en los trabajos desarrollados por J Osterberg, pionero en la realización de estos ensayos, mostrándose la versatilidad de aplicaciones en diferentes tipos de elementos de cimentaciones profundas: pilas convencionales, pilas CFA, pilotes (de concreto, acero H y tubular) y *barrettes*; se muestra cómo la celda bidireccional puede formar parte de un programa amplio de investigación del comportamiento de pilas o pilotes de cimentación. Se presentan los instrumentos que se requieren para la prueba, así como el procedimiento detallado para la ejecución de la misma. Además, se incluyen los criterios para la interpretación de la prueba y su posterior uso en el diseño de cimentaciones. Se muestran diferentes sistemas equivalentes a la celda original, desarrollados en diferentes países y con enfoques diferentes, aunque basados en el mismo principio.

Se incluye un caso historia, llevado a cabo en la Ciudad de México, con carga hasta 7,000 t, para el diseño de la cimentación de un rascacielos en la Zona del Lago, con suelos altamente compresibles y de baja resistencia, en los primeros 40 m. Al tratarse de una prueba con celdas multinivel, se advierte la complejidad en la interpretación de la prueba.

Se mencionan las principales ventajas y limitaciones del ensaye de carga con celda bidireccional, incluyendo aspectos relativos al posible nivel de carga aplicado, costos, logística, seguridad durante la ejecución y la interpretación.

Se realizó una investigación bibliográfica de la capacidad de carga por fricción en pilas de cimentación, en tensión, involucrando modelos analíticos, numéricos, modelos físicos a escala y ensayos a escala natural.

Se incluye la comparación de la medición de la fricción en el fuste de pilas en 42 pruebas de carga convencionales, realizadas en compresión y tensión, en las que se acusa una relación entre la fricción medida con carga hacia arriba, respecto de la medida con carga hacia abajo, entre 0.75 y 1.0. Para fines prácticos, se propone adoptar un cociente de 0.8, para suelos granulares, en lugar de suponer, sin mucho sustento, que el valor de la capacidad de carga última a tensión y a compresión son iguales. También se realizaron comparaciones de los módulos de rigidez medidos en compresión y en tensión, encontrándose una mejor correlación cuando se utilizan módulos secantes en compresión y tangentes en tensión.

De estos resultados, y tomando en cuenta lo sugerido en diversas fuentes bibliográficas, se proponen los factores de resistencia por fricción para pilas y pilotes, trabajando en tensión, que se consignan en la Tabla 4.7.

Se estudió el llamado “efecto Poisson”, durante la aplicación de carga en tensión, concluyéndose que no ejerce un efecto significativo sobre la capacidad de carga última en tensión, tomando en cuenta el nivel de deformación presentado en las pruebas.

Se estudiaron diferentes funciones analíticas carga-desplazamiento para punta y para fricción en pilas, buscando describir el comportamiento de estas curvas, para extrapolar los valores y reproducir las curvas con un modelo analítico. Se aplicaron estas funciones a las curvas generadas en pruebas de carga a compresión, tensión y bidireccionales. Algunos autores recomiendan utilizar la función hiperbólica para este propósito; sin embargo, se aprecia que diferentes funciones tienen una mejor aproximación en diferentes porciones de la curva carga-desplazamiento, por lo que se sugiere utilizar las funciones que se ajusten mejor a la porción de la curva que interesa reproducir.

Se planeó y ejecutó una prueba a escala natural, en una pila de cimentación de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud, en un sitio ubicado en el Poniente de la Ciudad de México; desde el punto de vista geotécnico, en el sitio se encontraron depósitos aluviales, integrados por grava, arena y limos.

Para la caracterización geotécnica del sitio, se realizó una campaña de exploración, durante la cual se llevaron a cabo pruebas in situ: penetración estándar, ficómetro, presiómetro, pozo abajo, además de extraerse muestras representativas y de tipo inalterado. La descripción completa de estos trabajos, así como los resultados obtenidos, se muestra en el Anexo B.

La variedad de técnicas de exploración y muestreo obedeció a la premisa de realizar análisis analíticos (con tres criterios: Vésic, Tamez y NTDCC) y con modelado numérico (en 2D y 3D); se utilizaron los modelos constitutivos Mohr-Coulomb (MC) y Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (HSS). Las principales conclusiones son:

- La modelación numérica incluyó carga en compresión y tensión; se obtuvieron las capacidades de carga de la interfaz; al contrastar los resultados numéricos con métodos analíticos, se pudo constatar que son comparables.
- En la modelación con celda bidireccional en 2D y 3D, se ubicó la celda a 11 m de profundidad. Una vez interpretada la prueba bidireccional, se obtuvo una curva carga-desplazamiento equivalente en la cabeza, y los resultados obtenidos de la resistencia por

fricción son aproximadamente la mitad del valor que se obtuvo en la prueba de carga en cabeza; para el caso de la resistencia en punta los resultados obtenidos son similares a los métodos analíticos.

- Los valores de capacidad de carga de la pila obtenidos con ambos métodos son considerados aceptables si se toma como parámetro de comparación los valores calculados con los métodos analíticos. Para el caso del modelo con celda bidireccional, se observa que el modelo numérico no alcanza a desarrollar totalmente el trabajo por fuste, solamente se alcanza el trabajo por punta.

La descripción de los trabajos de construcción e instrumentación de la pila de prueba, se presentan en el Anexo C. Las características de la celda de carga bidireccional, el criterio de diseño y la fabricación de la misma, se muestran en el Anexo D.

Después de 30 días de haberse construido la pila, se llevó a cabo la prueba de carga bidireccional. Los resultados experimentales muestran buena similitud con los valores calculados analíticamente y numéricamente, en la parte correspondiente a la fricción, tomando como base dos ajustes a los datos obtenidos de la prueba: (a) la corrección por deformación elástica de la pila, propuesta por Schmertmann, y (b) la corrección propuesta en el trabajo de la pila por fricción hacia arriba, en suelos granulares, afectando las cargas con un factor de 0.8, lo cual arroja resultados razonables. En lo que respecta a la capacidad de carga última por punta, se encontró similitud entre los valores de la prueba de carga u el modelado 2D; para el resto de cálculos, las diferencias son notables. El resumen de resultados de los cálculos analíticos, modelado numérico 2D y 3D, así como la prueba de carga bidireccional se presenta en la Tabla 6.7.

En cuanto al aporte de punta, se observaron diferencias importantes entre los resultados experimentales, y la modelación numérica. Estas diferencias se atribuyen al modelo constitutivo del suelo utilizado. Se propone profundizar en este tema, empleando otros modelos constitutivos, así como plataformas de modelación numérica más avanzadas.

Asimismo, es deseable realizar ensayos de carga bidireccionales en pilas con mayor capacidad de carga, utilizando varias celdas bidireccionales, además de llevarlos a cabo en otro tipo de suelos.

El diseño, fabricación y puesta en marcha de la nueva celda bidireccional, utilizada en esta investigación, es un aporte en la ejecución de este tipo de ensayos a futuro, ya que el costo de esta versión es notablemente menor que el de los modelos descritos en los apartados 3.1 y 3.5, mostrando un desempeño muy satisfactorio para el nivel de carga y desplazamiento requeridos en la prueba realizada.

## Referencias

AASHTO (2020) “LRFD Bridge Design Specifications”, 9<sup>th</sup> edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA.

Abazi S., Susinov B. and Gjorgjevski S. (2018) “Experimental and numerical analysis to determine the uplift capacity of piles in gravels”, Proceedings of the 16<sup>th</sup> Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, vol. 2, Issue 2-3, pp. 549-554.

ACI Committee, American Concrete Institute, & International Organization for Standardization (2014) “Building Code Requirements for Structural Concrete” (ACI 318-14) and Commentary. American Concrete Institute.

Alawneh A., Husein A. and Husein AD. (1999) “Tension tests on smooth and rough model piles in dry sand”, *Canadian Geotechnical Journal*, 36 (4), 7-46.

Amir, J.M. (1983) “Interpretation of load tests on piles in rock”, Proc. of the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, 14 (19, IV/4), 235-238.

Amira M., Yokoyama Y. and Imaizumi S. (1995) “Friction capacity of axially loaded model pile in sand”, *Soils and Foundations*, 35 (1), 75-82.

Ashour M. and Abbas A. (2020) “Response of piles in multilayers of soil under uplift forces”, *International Journal of Geomechanics*, (20-6).

ASTM D1143/D1143M-07 (2013a) “Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load”, American Society of Testing Materials, Book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA, p. 15.

ASTM D3689/D3689M-07 (2013b), “Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load”, American Society of Testing Materials, Book of ASTM Standards, Vol. 4.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, p. 13.

ASTM D8169/D8169M-18 (2018), “Standard Test Methods for Deep Foundations Under Bidirectional Static Axial Compressive Load”, American Society of Testing Materials, Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA, p. 12.

Basu P., Prezzi M. and Basu D. (2010) "Drilled displacement piles - current practice and design", *DFI Journal*, (4-1), Falta no de páginas.

Beijer-Lundberg, A. (2010) “Displacement pile installation effects in sand. An experimental study”. PhD Thesis, Technische Universiteit Delft. Printed by BoxPress, The Neetherlands.

Bobbitt, D.W., and Clemence, S.P. (1987) “Helical Anchors: Application and Design Criteria”. Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, vol. 2, pp. 6-120.

Bohn C., Frank R. and Lambert S. (2013) "Foundation settlement calculations with the pressuremeter method compared to other methods and resulting correlations", Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, p.6.

Bolognesi A.J.L. and Moretto O. (1973) "Stage grouting preloading of large piles on sand", 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow.

Bottiau, M. (2006) "Recent evolutions in deep foundation technology", Proceedings DFI/EFFC 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, Amsterdam, The Netherlands.

Briaud, J.L. (2013) "Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils", John Wiley and Sons, New York.

Briaud J.L. and Tucker M.L. (1989) "Axially loaded 5 pile group and single pile in sand", Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Rio de Janeiro), vol. 2, pp.1121-24.

British Standards Institution (1986) "Code of practice for foundations". BS8004, London.

Brown D., Dapp S., Thompson R. and Lazarte C. (2007) "Design and construction of continuous flight auger (CFA) piles", Geotechnical Engineering Circular no. 8, Federal Highway Administration, Washington D.C., USA.

Brown D., Turner J.P. and Castelli, R.J. (2010) "Drilled shafts: construction procedures and LRFD design method. NHI Course no. 132014", Report FHWA NHI-10-016, USA.

Bui T.Y., Li Y., Tan S.A. and Leung C.F. (2005) "Back analysis of O-Cell pile load test using FEM", Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Millpress Science Publishers/IOS Press.

Canan A., Faith H., Turan H. and Icoz G. (2008) "Case history of Osterberg Cell testing of a 1500mm bored pile and the interpretation of the strain measurements for Princess Tower, Dubai, U.A.E., International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri University of Science and Technology.

Cerfontaine B., Brown M., Knappett J. and Craig D. (2019) "Finite element modelling of the uplift behaviour of screw piles in sand", Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Symposium on Screw Piles for Energy Applications, University of Dundee, UK, 69-75.

Chattopadhyay and Pise, P.J. (1986a) "Uplift Capacity of Pile in Sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 112. no. 9 paper no. 20919.

Chin F.K. (1970) "Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure", Proc. 2<sup>nd</sup> Southeast Asian Conf. on Soil Engineering, pp. 81-90.

Chin F.K. and Vail A.J. (1973) "Behaviour of piles in alluvium", Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Moscow), vol. 2, pp. 47-52.

Choi, Y., Lee, M.-H., Nam, M. S., Kim, T.-H., and Stuedlein, A. W., (Falta mes 2016) "Development and Implementation of a High-Pressure, Double-Acting, Bi-Directional Loading Cell for Drilled Shafts," *Geotechnical Testing Journal*, (39-2),196–205, doi:10.1520/GTJ20140166. ISSN 0149-6115.

Clemence, S.P. and Veesaert C.J. (1977) "Dynamic pullout resistance of anchors in sand". Proceedings of the International Conference on Soil-Structure Interaction, Roorkee, India, pp. 389-397.

Coyle, H.M., Reese, L.C. (1966) "Load transfer for axially loaded piles in clay". *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* 92 (SM2), pp.1–26.

Das B.M., (2010) "Principles of Foundation Engineering", Cengage Learning, Stamford, Conn, USA.

Davisson, M.T. (1972) "High capacity piles", Proc. ASCE Lecture Series, Innovations in Foundation Construction, ASCE, New York.

De Nicola A. and Randolph M.F. (1993a) "Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 119 (12): 1952-1973.

De Nicola A. and Randolph M.F. (1993b) "Centrifuge modelling of pipe piles in sand under axial loads", *Géotechnique*, Vol. 49-3, pp. 295-318.

Deeks, A.D. and White, D.J. (2006) "Centrifuge modelling of jacked piles". Ng, C.W.W., Wang, Y.H. and Zhang, L.M. (eds.) In Proceedings of the 6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics - Physical Modelling in Geotechnics - 6th ICPMG '06. vol. 2, CRC Press. pp. 821-826 .

Dickin, E.A. and Leung, C.F. (1990) "Performance of Pile With Enlarge Base Subject to Uplift Force", *Canadian Geotechnical Journal*. 27. pp. 546-556.

Dickin, E.A. (2002) "Numerical and centrifuge modelling of the uplift behaviour of piles in cohesionless soil", Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Engineering Computational Technology, pp. 137–138.

El Naggar MH, Wei JQ. (2000) "Uplift behavior of tapered piles established from model tests". *Canadian Geotechnical Journal* 37: 56-74.

Elkadi A. and Elkadi O. (2011) "Constructing Load transfer Q-z and T-z curves from pile loading test for 3D FE Analysis", International Conference on Advances in Geotechnical Engineering, Perth, Australia.



Elisio, P.C.A.F. (1983) “Celula Expansiva Hidrodinamica – Uma nova maneira de executar provas de carga (Hydrodynamic expansive cell. A new way to perform loading tests)”. Independent publisher, Belo Horizonte, Minas Gerais State, Brazil, 106 p.

Elisio, P.C.A.F. (1986) “Celula expansiva hidrodinamica; uma nova maneira de executar provas de carga (Hydrodynamic expansion cell; a new way of performing loading tests)”. Proc. of VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, VIII COBRAMSEF, Porto Alegre, Brazil, October 12-16, 1986, Vol. 6, pp. 223-241.

Emirler B., Tolun M. and Yildiz A. (2019) “3D numerical response of a single pile under uplift loading embedded in sand”, Journal of Geotechnical and Geological Engineering, Issue 5.

England M. (2003) "Bi-directional static loading testing—state of the art". Deep Foundation on Bored and Auger Piles. Ghent, Belgium: Millpress Science Publishers, 2003: 309–313.

England M. and Cheesman P.F. (2006) “Recent experiences with bi-directional static load testing”, 10<sup>th</sup> DFI Conference, Amsterdam.

England M. (2009) "Review of methods of analysis of test results from bi-directional static load tests". Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Taylor & Francis Group, London.

England M. (2012) "On the subject of piles in tension", Geotechnical Special Publication N° 227: Full-Scale Testing and Foundation Design, Honoring Bengt H. Fellenius, Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers.

Faizi K. (2013) “Evaluation of failure mechanism of pile under pullout test in loose sand by PIV method”, Master of Engineering Thesis, Faculty of Civil Engineering Universiti Teknologi Malaysia.

Fellenius, B.H. (1999) “Bearing capacity of footings and piles—A delusion?”, Proceedings of the Deep Foundation Institute Annual Meeting, October 14-16, Dearborn 17 p.

Fellenius, B.H. (2001) “From Strain Measurements to Load in an Instrumented Pile”, Geotechnical News Magazine, 19(1), pp. 35-38.

Fellenius, B. (2005) "Basics of design of piled foundations. The static loading test, performance, instrumentation, interpretation", curso dictado en la Ciudad de México, 25 de mayo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Fellenius, B. (2018) Comunicación personal.

Fellenius, B. (2020) "Basics of foundation design", Electronic Edition, January. [www.fellenius.net](http://www.fellenius.net).

Fellenius B., Altaee A., Kulesza R. and Hayes J. (1999) “O-cell testing and FE analysis of 28 m deep barrette in Manila, Philippines”, Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, Vol. 125, N° 7, pp. 566-575.

Fellenius B. and Terceros H.M., Terceros A.M., Massarsch R. and Mandolini A. (2019) "Static Response of a Group of 13 Piles Tested Simultaneously", Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges, Proceedings of the XVI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cancun, México.

Fleming, W.G.K. (1992) "A new method of single pile settlement prediction and analysis", Geotechnique, Vol XLII, No. 3, Sept, 411-425.

Fleming K., Weltman A., Randolph M. and Elson K. (2008) "Piling engineering", Taylor and Francis, London.

Frank R. et Zhao S.R. (1982) "Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins", Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, 119 : 17-24.

Frank, R. (1985) "Recent developments in the prediction of pile behaviour from pressuremeter tests", *From theory to practice on deep foundations*, Porto Alegre, Brazil.

FPS (2006) "Handbook on Pile Load Testing", Federation of Piling Specialists, Forum Court, 83 Copers Cope Road, Beckenham, Kent, BR3 1NR, [www.fps.org.uk](http://www.fps.org.uk)

Gaaver, K.E. (2013) "Uplift capacity of single piles and pile groups embedded in cohesionless soil", Alexandria Engineering Journal 52, pp. 365-372.

Galvis-Castro A., Tovar-Valencia R., Salgado R. and Prezzi M. (2019a) "Compressive and tensile shaft resistance of nondisplacement piles in sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 145-9.

Galvis-Castro A., Tovar-Valencia R., Salgado R. and Prezzi M. (2019b) "Effect of loading direction on the shaft resistance of jacked piles in dense sand", Géotechnique, Vol. 69-1, pp. 16-28.

GEO Geotechnical Engineering Office (2006) "Foundation design and construction", Publication N° 1/2006, Civil Engineering and Development Department, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.

Ghaly A., Hanna A and Hanna M. (1991) "Installation torque of screw anchors in dry sand", Soils and Foundations, Volume 31, Issue 2, pages 77-92.

Gibson, G.L. and Devenny, D.W. (1973) "Concrete to bedrock testing by jacking from bottom of a borehole", Canadian Geotechnical Journal 10(2) 304-306.

Glisson, M. Race M., Komurka V. (2017) "Using load testing to save money and time on the I-35W bridge project", Proceedings of the 34<sup>th</sup> Annual International Bridge Conference, The Engineer's Society of Wester PA, pp. 662-667.

Goudreault, P.A. and Fellenius, B.H. (2014) "UniPile Version 5, User and Examples Manual". UniSoftGeotechnical Solutions Ltd. [[www.UniSoftLtd.com](http://www.UniSoftLtd.com)]. 120 p.

Guoliang D. and Weiming G. (2012) "Application of bi-directional static loading test to deep foundations", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 4(3): 269-275.

Han Y., Cheng J., Cui Q. Dong Q. and Song W. (2020) "Uplift bearing capacity of cone-cylinder foundation for transmission line in frozen soil regions, using reduced-scale model tests and numerical simulations", *Energies*, MDPI, Open Access Journal, vol. 13(8), pages 1-22, April.

Hayes, J.A. (2012) "The landmark Osterberg cell test", *Deep Foundations Magazine*, Nov/Dec, Deep Foundations Institute.

Hirany, A. and Kulhawy, E. H. (1989) "Interpretation of load tests on drilled shafts", *Proc. Fnd. Engng: Current Principles and Practices*, 2, 1132-1149.

Horvath, R.G., Kenney, T.C., and Kozicki, P. (1983) "Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock". *Canadian Geotechnical Journal*, 20(3) 758-772.

Ibarra, E., Paniagua, W. I., y Mendoza, M. J. (2008) "Aporte del fuste y de la punta a la capacidad de carga axial en una pila colada in situ al noriente del valle de México", *Memorias de la XXIV RNMS, SMMS, Aguascalientes*, pp. 629-635.

Ibarra E. y Rangel J.L. (2017) "Pruebas de carga", capítulo 9 de *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

Ilamparuthi K. and Dickin E.E. (2001) "The influence of soil reinforcement on the uplift behaviour of belled piles embedded in sand". *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 19 1, January, pp.I-22.

Indraratna B., Balasubramanam A.S., Phamvan P. and Wong Y.K. (1992) "Development of negative skin friction on driven piles in soft Bangkok clay", *Canadian Geotechnical Journal*, 29 (3), pp. 393-404.

inGeum (2020) "Caracterización geotécnica del predio Delta-IIUNAM". Informe preparado para el Instituto de Ingeniería, UNAM, Junio de 2020.

inGeum (2021a) "Estudio Geofísico de Down Hole para el proyecto Delta-IIUNAM". Informe preparado para Walter I. Paniagua, Abril de 2021.

inGeum (2021b) "Pruebas de carga estática en barrettes instrumentados, Reforma Colon 76". Informe preparado para Fideicomiso CIBANCO, SA.

Ismael, N.F. and Klym, T.W. (1979) "Uplift and bearing capacity of short piers in sand". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings, of American Society of Civil Engineers*, Vol. 105, No. GT5, May. pp 579-593.

ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing (1985) "Axial pile loading test - part 1: static loading". *Geotechnical Testing Journal* 8 (2), 79–90.

Jaime, A., Romo, M.P. y Reséndiz, D. (1988) “Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del Valle de México”, Series del Instituto de Ingeniería N° 515, UNAM, México.

Jaime, A., Rojas, E y Legorreta, H. (1991) “Pilotes de fricción hincados en arcilla blanda. Respuesta bajo carga estática”, Series del Instituto de Ingeniería N° 534, UNAM, México.

Jardine, R., Chow, F., Overy, R., Standing, J. (2005) “ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays”. Thomas Telford, London.

Johnson, K. (2005) “Load-deformation behaviour of foundations under vertical and oblique loads”, PhD Thesis, James Cook University, Australia.

Juárez-Badillo, E. (2005) “The principle of natural proportionality applied to the behavior of piles”, XVI International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan, Vol. 2, pp. 1057-1062.

Levacher D.R. and Sieffert J. (1984) “Tests on model tension piles”, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 110, n° 12, pp. 1735-1748.

Likins, G. (2004) “Pile testing -selection and economy of safety factors”, Current Practices and Future Trends in Deep Foundations, Geotechnical Special Publication N° 125, Reston, VA, pp. 239-252.

Knappett J.A., Caucis K., Brown M.J., Jeffrey J.R. and Ball J.D. (2016) “CHD pile performance: part II-numerical modelling”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 169 October 2016 Issue GE5, Pages 436–454

Komurka, V. and Moghaddam, R. (2020) “The incremental rigidity method – more-direct conversion of strain to internal force in an instrumented static loading test”, GeoCongress, Minneapolis, MN.

Kondner R.L. (1963) “Hyperbolic stress-strain response of cohesive soils”, ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 89 (SM1) 115-143.

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

Kumar S., Alarcon C. and Hosin A. (2004) "O-Cell testing of reinforced concrete driven piles", Proceedings Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York.

Kwon, O.S., Choi, Y., Kwon, O., Kim, M.M. (2005) “Comparison of the bidirectional load test with the top-down load test”. Transportation Research Record No. 1936, Transportation Research Board, pp. 108–116.

Lam, C. & Jefferis, S.A. (2011) “Critical assessment of pile modulus determination methods”, Canadian Geotechnical Journal, 48(10), pp. 1433-1448.

Loadtest (2006) "Report on drilled shaft load testing (Osterberg Method). I-215 Airport Connector – Las Vegas, NV, TS-1". Project N° LT-9289.

Logan A., Choi W., Mirmiran A., Rizkalla S. and Zia P. (2009) "Short term mechanical properties of high-strength concrete", ACI Materials Journal, Title N° 106 M-46, September/October, pp. 1-7.

Lu X, Zhou K., Huang M. and Su Z. (2019) "Numerical modeling the uplift bearing capacity of transmission line tower foundation on expansive soil", 7<sup>th</sup> Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils, Japanese Geotechnical Society Special Publication.

Marinucci A. and NeSmith W.M. (2017) "ACIP pile installation, installation monitoring, full-scale load testing, and extraction program", Augered Cast-In-Place Pile Committee, Deep Foundation Institute, New York.

Marinucci A., Mao R. and Reid D. (2019) "Bi-Directional Testing Using Super Cells for the Jiaxing-Shaoxing River Crossing Bridge", Proceedings of the 44th Annual Conference on Deep Foundations, 2019, Chicago, IL, USA, DFI.

Marinucci A., Moghaddam R. and NeSmith W.M. (2021) "Full-scale Load Testing and Extraction of Augered Cast-In-Place (ACIP) Piles in Central Florida", DFI Journal, Vol. 15, Issue 1.

Marinucci A., Terceros M.A. and Terceros M.H. (2021) "Tip post-grouting using smart cells of 126 drilled shafts at two bridges in Bolivia", International Foundations Congress and Equipment Expo 2021, ASCE, Dallas Texas.

Mendoza M.J., Ibarra E., Romo M.P., Rufiar M., Mayoral J., Paniagua W.I. y Garcés E. (2010) "Pruebas de carga axial a compresión y extracción en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México", XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco, Guerrero.

Mendoza M.J., Ibarra E., Rufiar M., Paniagua W.I. y Garcés E. (2012) "Pruebas de carga axial, y su prevision teórica, en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México", XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancun, Quintana Roo.

Metwally A.M. (2016) "The Osterberg Cell Static Loading Test. Utilizing the Osterberg Cell for Loading test instead of Conventional Static Loading Test ", Nile Academy for Science and Technology, Code 130326.

Meyerhof, G. G. and Adams (1968) "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", Canadian Geotechnical Journal. 5. No. 4. Nov. pp. 225-244.

Moghaddam R. and Komurka V.E. (2019) " Modulus of Elasticity Impact on Equivalent Top-Loading Curves from Bi-Directional Static Load Tests", Eighth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Geo-Congress 2019, Dallas, Texas, US. <https://doi.org/10.1061/9780784482094.017>.

Moghadam R., Rausche F. and Hannigan P.J. (2021) "Top loaded bidirectional testing system and method of using the same", United States Patent Application Publication N° US 2021/0102863 A1, April 8, 2021.

Mohan D. and Chandra S. (1961) "Frictional resistance of bored piles in expansive clays", *Geotechnique*, vol. 11, N° 4, pp. 294-301.

Molnit, T. and Lee, J.S. (1998), "Comparison Report, Osterberg Cell Test Method (PTP14) versus Kentledge Test Method (PTP15)", MRT C701, Singapore, prepared for Hyundai, 18p.

Myers, J., & Yang, Y. (2004) "High Performance Concrete for Bridge A6130-Route 412, Pemiscot County, MO (No. RDT 04-016)", Missouri. Dept. of Transportation. Research, Development and Technology Division.

NAVFAC (1984) "Foundation and Earth Structures Design Manual 7.2, Department of the Navy, Alexandria, VA.

Ng, W.W., Ch., Simons, N. y Menzies, B. (2013) "A short course in Soil-structure Engineering of Deep Foundations, Excavations and Tunnels", Thomas Telford, London. 408 pp.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (2017). *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*. Vigésima Época, 15 de diciembre de 2007, No. 220-Bis.

O'Neill, M. W., Brown, D. A., Townsend, F. C., and Abar, N. (1997) "Innovative Load Testing of Deep Foundations," *Transportation Research Record 1569*, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 17 - 25.

Oberg E., Jones F.D., Horton H.L. and Ryffel H. (1992) "Machinery's handbook", 24<sup>th</sup> edition, Industrial Press Inc., New York.

Osterberg, J. (1989). "New Device for Load Testing Driven and Drilled shafts Separate Friction and End Bearing," *Proceedings of the International Conference on Piling and Deep Foundations*, London, 421-427.

Osterberg, J.O. (1995) "The Osterberg Cell for Load Testing Drilled Shafts and Driven Piles", Publication No. FHWA-SA-94-035, Federal Highway Administration, February.

Osterber, J.O. (1996) "Method and apparatus for subterranean load-cell testing", United States Patent Number 5,576,494, Nov. 19, 1996.

Osterberg, J.O. (1998) "The Osterberg load test method for drilled shaft and driven piles. The first ten years". *Deep Foundation Institute, Seventh International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations*, Vienna, Austria, June 15 - 17, 1998, 17 p.



Osterberg, J. O. (1999) "What Has Been Learned About Drilled Shafts from the Osterberg Cell," Presented at the Deep Foundations Institute Annual Meeting, Dearborn, Michigan, October, 1999.

Osterberg, J.O. and Hayes, J. H. (2001) "The Osterberg Load Cell as a Research Tool", XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.

Paikowsky, S.G. (2004), with contributions from Birgisson, B., McVay, M., Nguyen, T., Kuo, C., Baecher, G., Ayyub, B., Stenersen, K., O'Malley, K., Chernauskas, L., and O'Neill, M., "Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations," NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, DC, 126 pp.

Paniagua, W.I. (2002), "Comportamiento de pilotes centrifugados en la Refinería Madero", XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, México.

Paniagua W.I. and Ibarra E. (2007) "Axial load tests in drilled shafts and piles in a refinery: comparison between design and experimental results", 32nd Annual Conference on Deep Foundations, Colorado Springs, Col., Deep Foundations Institute.

Paniagua W.I., Ibarra E. y González J.L. (2008) "Diseño de prueba de carga axial en una pila instrumentada colada in situ en depósitos interestratificados el Oriente del Valle de México", XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Aguascalientes.

Paniagua W.I., Moreno J.C. y Elvira A. (2010) "Diseño de la cimentación de la torre de control en el aeropuerto internacional de Cancun, México", XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

Paniagua W.I., Ibarra E. (2011) "Pruebas de carga como parte del proceso de QA/QC en la Terminal de Gas Licuado en Manzanillo, Colima", XIV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Toronto, Canadá.

Paniagua, W.I. (2017a), "Ground engineering in Mexico. Current situation, future challenges, new/different technologies", Meeting the DFI experts, the future trend of the ground engineering industry. Soilmec Open House, Rimini, Italy.

Paniagua, W.I. (2017b) "Procedimientos constructivos", capítulo 5 de *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

Paniagua W.I., Elvira A., Pineda C., Valle E. y Hernández C. (2019) "Pruebas de carga estática en pilotes para un puente vehicular en la zona costera de Campeche", XVI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancun, México.

Paniagua W.I. y Alemán J.D. (2021) "Comparativa del diseño de pilas de cimentación, con pruebas de carga", XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

Paniagua W.I. y Parra N. (2022) "Influencia del procedimiento constructivo en la capacidad por fricción en cimentaciones profundas", 5º Simposio Internacional de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, México.

Piccagli, L. and Vanderpool W. (2011) "Slurry wall construction, observation and monitoring, Cosmopolitan Resort Hotel/Casino, Las Vegas, NV", 1er Simposio Internacional de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, México.

Pilotec (2012) "Complejo Petroquímico Etileno XXI. Pruebas de carga en pilas: compresión y tensión". Informe preparado para ICA Rodio.

Pilotec (2015a) "Refinería Miguel Hidalgo. Planta de Coquización Retardada. Pruebas de carga estática a compresión, tensión y lateral en pilas de cimentación". Informe preparado para ICA Flúor.

Pilotec (2015b) "Central Termoeléctrica Pesquería. Pruebas de carga estática a compresión, tensión y lateral en pilas de cimentación". Informe preparado para ICA Flúor.

Pilotec (2016a) "Tren Interurbano México-Toluca. Pruebas de carga a compresión y tensión en pila de cimentación". Informe preparado para La Peninsular Compañía Constructora y Constructora de Proyectos Viales de México.

Pilotec (2016b) "DUBA Salamanca. Pruebas de carga a compresión y tensión en pila de cimentación". Informe preparado para Coconal.

Pilotec (2020a) "Refinería Dos Bocas, Tabasco. Pruebas de carga en pilas: compresión y tensión axial, Campo 3, HDGTO (gasóleos)". Informe preparado para Pimosa.

Pilotec (2020b) "Refinería Dos Bocas, Tabasco. Pruebas de carga en pilas: compresión y tensión axial". Informe preparado para Prodemex.

Poulos H.G. and Davies E.H. (1974) "Elastic solutions for soil and rock mechanics", John Wiley & Sons, New York.

Poulos, H.G. (2017) "Tall Building Foundation Design", CRC Press, Taylor and Francis Group, New York.

Prakash, S. and Sharma, H. (1990), "Pile foundations in engineering practice", John Wiley and Sons, New York.

Prashar, Y. (2002) "Finite difference method to estimate pile capacity compared with pile load testing", 27<sup>th</sup> Annual Conference on Deep Foundations, San Diego, CA, Deep Foundations Institute.

Prezzi, M. and Basu, P. (2017), "Effects of installation processes on the axial capacity of pile foundations in sand", 3er Congreso-Seminario Internacional de Fundaciones Profundas, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia.

Pusadkar S. and Ghormode S. (2015) “Uplift capacity of piles subjected to inclined load in two layered soil”, 50<sup>th</sup> Indian Geotechnical Conference, Pune Maharashtra, India, 8 pp.

Randolph, M.F. (2003) “Science and empiricism in pile foundation design” *Geotechnique* 53 (10), 847–875.

RBM Consulting Group (2021) “Top-Loaded Bi-Directional Test”, [www.rbmcgroup.com](http://www.rbmcgroup.com).

Reese, L. C., and O’Neil, M. W. (1999). “Drilled Shafts: Construction Methods and Design Procedures,” FHWA-IF-99-025, U.S. Department of Transportation, ADSC, Dallas, Texas.

Regan J.E., Hamblin S.H. and Palantzas D. (2013) “Comparison of LRFD factors to tension pile load tests”, Proceedings of the 38<sup>th</sup> Annual Conference on Deep Foundations, Phoenix, AZ.

Rotta A.F. and Laloui L. (2017) “The equivalent pier method for energy pile groups”, *Géotechnique* 67, N° 8, 691-702.

Ruban T. and Denton A.K. (2011) “Pile load testing of concrete belled pile and rock socket pile using the Osterberg load cell”, XIV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Toronto, Canada.

Russo, G., Recinto, B., Viggiani, C. and de Sanctis, L. (2003) “A contribution to the analysis of Osterberg’s cell load test”, Proc. Of the 4<sup>th</sup> Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Augered piles, Ghent, Belgium pp. 331–338.

Salgado, R. (2008) “The Engineering of Foundations” 1st Ed. McGraw-Hill, New York.

Santoyo, E. (2010) “Exploración de suelos. Métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo”, XX Conferencia Nabor Carrillo, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

Salhi L., Nait-Rabah O., Deyrat C. and Roos C. (2014) “Numerical modeling of the screw-pile behavior under tensile loading in cohesionless soil”, XV Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Vienna, Austria, pp. 1033-1038.

Schmertmann, J.H., Hayes, J.A. (1997) “The Osterberg cell and bored pile testing – a symbiosis”. Proceedings of 3<sup>rd</sup> International Geotechnical Engineering Conference. Cairo, Egypt, pp. 139–166.

Schmitter, J.J. (2016) "Pruebas de carga en pilas de cimentación de la Torre Mayor", *Revista Geotecnia* N° 240, Junio-Agosto. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

Seo H., Moghaddam R. and Lawson W. (2016) “Assessment of methods for construction of an equivalent top loading curve from O-cell test data”, *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.08.013>.

Skirrow R. and Wang R. (2008) “Cost-benefit analysis for selection of pile tests”, 61<sup>st</sup> Canadian Geotechnical Conference, Canadian Geotechnical Society.

Sinnreich, J. (2011) "Strain Gage Analysis for Nonlinear Pile Stiffness", *Geotechnical Testing Journal*, 35(2), 367-374.

Sowa V.A. (1970) "Pulling capacity of concrete cast in situ bored piles", *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 7, 482.

Su Q., Zhang X., Yin P. and Zhao W. (2014) "Ultimate capacity analysis and determination of the position of failure surface for uplift piles", *Mathematical Problems in Engineering*, Hindawi Publishing Corporation, Volume 2014, Article 540143, 6 pp.

Tang C. and Phoon K.K. (2021) "Model uncertainties in foundations design", CRC Press, Taylor & Francis Group, London.

Tamez, E. (2001) "Ingeniería de Cimentaciones. Conceptos básicos de la práctica", TGC Geotecnia, México.

Terceros, H.M. (2020). Comunicación personal.

TGC Geotecnia (2021) "Análisis e interpretación geotécnica de las pruebas de carga para el proyecto Torre Reforma Colón, Av. Paseo de la Reforma N° 76, Cuauhtémoc, Ciudad de México". Informe preparado para Fideicomiso CIB/2032.

Tomlinson M.J. and Woodward J. (2015) "Pile design and construction practice" Sixth ed., CRC Press, Taylor & Francis Group, USA.

Turner E.Z. (1962) "Uplift resistance of transmission tower footings", *Journal of the Power Division, ASCE*, vol. 88, N° 2, pp. 17-34.

Van Baars S. and van Niekerk W.J. (1999) "Numerical modelling of tension piles", *Beyond 2000 in Computational Geotechnics -10 Years of Plaxis International*, Balkema, Rotterdam, pp. 1-10.

Van der Veen, C. (1953) "The bearing capacity of a pile", *Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, August 16-27, Vol. 2, pp. 84-90.*

Vesic, A.S. (1977) "Design of pile foundations", *National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice N° 42*, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Vijayvergiya, V.N., 1977. Load-movement characteristics of piles. Proc. of Port '77 Conference, ASCE, Long beach, Ca, March 9 - 11, Vol. 2, pp. 269-284.

Su Q., Zhang X., Yin P. and Zhao W. (2014) "Ultimate capacity analysis and determination of the failure surface for uplift piles", *Mathematical Problems in Engineering*, Volume 2014, Article ID 540143, Hindawi Publishing Corporation.

Wolff, T.F. (1995) "Spreadsheet applications in geotechnical engineering", PWS Publishing Company, Boston, Massachusetts.

Yan W. and Gao F. (2010) "Numerical analysis of interfacial shear degradation effects on axial uplift bearing capacity of a tension pile", Elsevier Science Direct, Procedia Engineering 4, pp. 273-281.

Yannie, J. (2016) "On the long-term behaviour of tension loaded piles in natural soft soils. A field study and numerical modelling", Thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy in Geotechnical Engineering at the Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.

Yu, S.L. and Yekong W. (2013) "State of the art technology of Y-jack in bidirectional pile test", Proceedings of International Conference Pile.

Zeevaert, L. (1983) "Foundation engineering for difficult subsoil conditions", 2<sup>nd</sup> ed., Van Nostrand Reinhold, New York.

Zhang Q.Q. and Zhang, Z.M. (2012) "Simplified non-linear approach for single pile settlement analysis", Canadian Geotechnical Journal 49(11) 1256-1266.

Zhang Y., Salgado R., Dai G. and Gong W. (2013) "Load tests on full-scale bored pile groups", 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.

Zhou J., Yuan J., Huang X. and Wang X. (2020) "Numerical simulation study on the influence of different factors on the uplift bearing capacity of root piles, straight shaft piles and pedestal piles", Hindawi Advances in Civil Engineering, Vol. 2020, 15 pp.

# Anexo A: Determinación del módulo de elasticidad compuesto de la pila

## A.1 Introducción

La utilidad de las pruebas de carga estática, particularmente en la etapa de diseño, se incrementa al determinar las curvas de transferencia de carga *vs.* la profundidad, durante el desarrollo de la prueba. La transferencia de carga a lo largo de la pila, se refiere a la manera en que las fuerzas internas de la pila se transfieren al suelo circundante, resultando en la resistencia por fricción movilizada a lo largo de la pila, reflejándose en el movimiento relativo suelo-pila, a lo largo del fuste de la misma.

Ningún instrumento mide las fuerzas internas directamente; las mediciones que se obtienen son de la deformación de la pila, en diferentes puntos del cuerpo de la pila. Estas deformaciones pueden medirse utilizando diferentes instrumentos, como *tell-tales*, transductores ahogados en concreto, transductores soldados al acero de refuerzo longitudinal, o *sister-bars*, como se describió en el apartado 2.3 (Figuras 2.10, 11 y 12).

La confiabilidad de las mediciones de deformación puede ser muy buena, pero la conversión de esas mediciones a las fuerzas internas en la pila, puede no ser necesariamente directa, ya que son función de las características físicas de la pila, así como de la profundidad a la que se hizo la medición (Sinnreich, 2011). Algunas de estas características pueden ser medidas, pero generalmente se asumen, se estiman, se basan en relaciones constitutivas o se retrocalculan. Así, dependiendo del método que se utilice, se pueden introducir errores significativos en el cálculo de las fuerzas internas, que repercuten en la magnitud de las fuerzas de fricción.

Las pruebas de carga se hacen aplicando incrementos de carga por etapas. Para cada incremento de carga, las deformaciones se miden y se calculan las fuerzas internas de la pila para cada nivel de instrumentación, que se calculan utilizando la deformación promedio medida en ese nivel, y el producto de la sección transversal de la pila y del módulo de elasticidad de la sección compuesta de la pila:

$$F_i = E_i A_i \varepsilon_i \quad (A.1)$$

donde, para cada nivel de instrumentación  $i$ :

- $F_i$  fuerza interna de la pila
- $E_i$  módulo de elasticidad compuesto
- $A_i$  área de la sección transversal de la pila
- $\varepsilon_i$  deformación de la pila

De estas variables, la deformación se mide durante la prueba y el cálculo de la fuerza interna involucra la determinación del área transversal y el módulo de elasticidad compuesto para cada nivel de instrumentación.



En el caso de los pilotes, ya sean de concreto o acero, la sección transversal se conoce con cierta exactitud. Para las pilas, la determinación del área transversal puede derivarse de mediciones con pruebas de baja deformación, reflexión sísmica, perfil térmico, mediciones del volumen de concreto colocado o con las dimensiones de la herramienta de perforación. Excepto cuando se usa un ademe permanente, todos los procedimientos mencionados contienen diferentes grados de incertidumbre.

Es posible calcular el módulo combinado entre el concreto y el acero de refuerzo conociendo las áreas transversales de cada material, así como los módulos de elasticidad de cada uno, utilizando la siguiente expresión:

$$E_{\text{comb}} = \frac{E_s A_s + E_c A_c}{A_s + A_c} \quad (\text{A.2})$$

Donde:

$E_{\text{comb}}$  módulo combinado  
 $E_s$  módulo del acero  
 $A_s$  área del acero  
 $E_c$  módulo del concreto  
 $A_c$  área del concreto

El módulo del acero es conocido con cierta precisión: es un valor entre 200-207 GPa. Lam and Jefferis (2011) realizaron un estudio para determinar el módulo de elasticidad del concreto. En ese trabajo identifican diez procedimientos: cuatro basados en pruebas de laboratorio y seis a partir de pruebas de carga en pilas instrumentadas. En este anexo se presentan cuatro, que se identificaron como los más utilizados.

## A.2 Relaciones empíricas

Existen muchas relaciones empíricas para determinar el módulo de elasticidad del concreto, con base en la resistencia a la compresión simple después de 28 días, denominada  $f'_c$ , determinada a partir de especímenes cilíndricos. A continuación se presentan algunas de las expresiones más utilizadas.

<b>Ecuación</b>	<b>Referencia</b>	
$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	ACI 318-14	(A.3)
$E_c = 9500 (f'_c)^{0.33}$	Eurocode 4-04	(A.4)
$E_c = 0.03 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	Hossain <i>et al.</i> (2011)	(A.5)
$E_c = (0.062 + 0.0297 \sqrt{f'_c}) w_c^{1.5}$	Nilson & Martinez (1986)	(A.6)
$E_c = 2.1684 (f'_c)^{0.535}$	Tasnimi (2004)	(A.7)
$E_c = 4730 \sqrt{f'_c}$	ACI 318-11	(A.8)
$E_c = 22000 (f'_c)^{0.033}$	Noguchi <i>et al.</i> (2009)	(A.9)

donde:

$f'_c$  resistencia a la compresión del concreto, en  $\text{kg/cm}^2$

$E_c$  módulo de elasticidad del concreto, en MPa

$W_c$  peso volumétrico del concreto, en  $\text{kg/m}^3$

Se hace notar que las ecuaciones A.3 y A.4 son las más utilizadas en la práctica profesional; sin embargo, en la Figura A.1 se muestran avances al respecto.

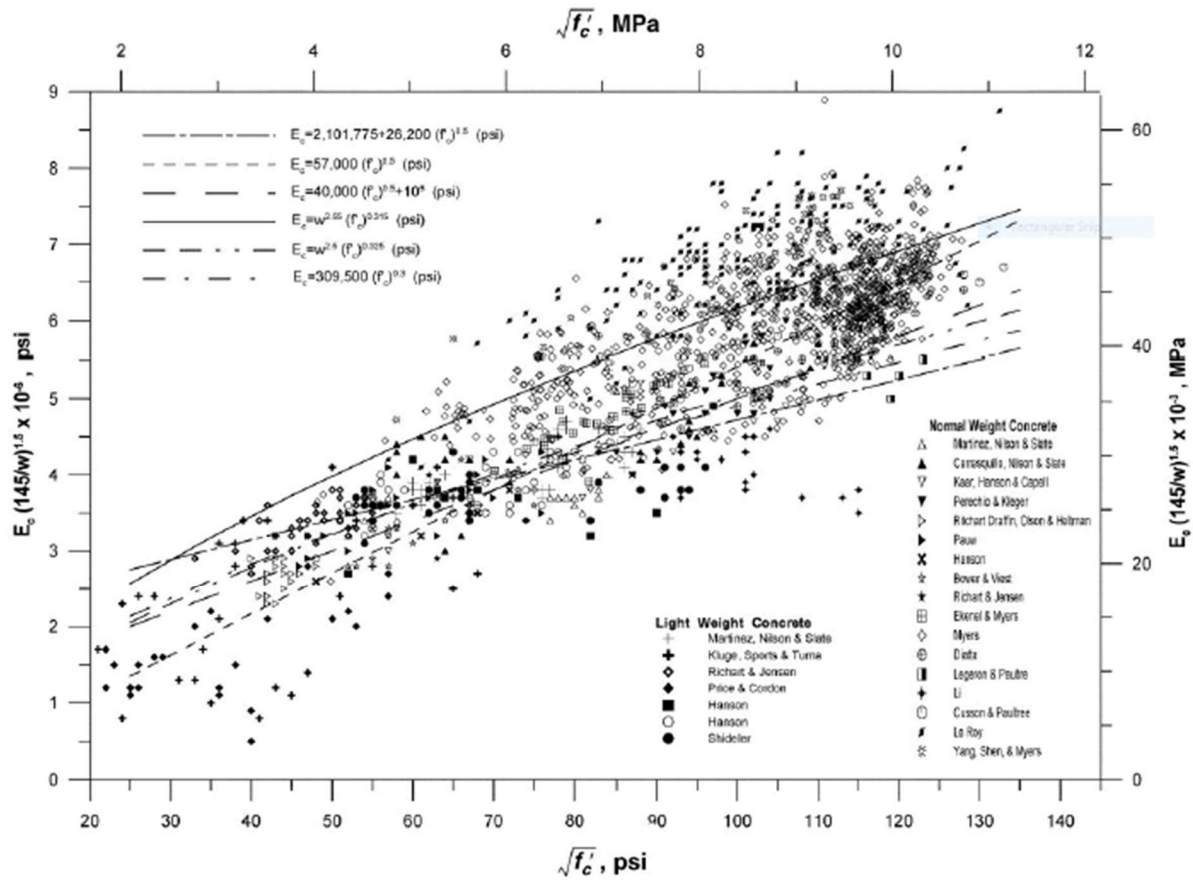


Figura A.1 Módulo de elasticidad del concreto vs. resistencia a la compresión simple, a los 28 días, Myers and Yang (2004).

Observando la Figura A.1, así como las ecuaciones A.2 a A.8, se puede comentar lo siguiente:

- Las ecuaciones A.3, A.4 no siempre permiten obtener resultados confiables del módulo de elasticidad del concreto, para el cálculo de fuerzas internas, a partir de la medición de deformaciones.
- Las ecuaciones A.3 y A.4 están basadas en la regresión lineal de los datos estadísticos, y pueden ser alguna de muchas ecuaciones aplicables.

- El valor del módulo de elasticidad depende más del peso volumétrico del concreto, que de la resistencia  $f'c$ .
- El módulo de elasticidad es muy sensible al módulo de elasticidad de los agregados que forman el concreto; esto no se toma en cuenta en ninguna de las ecuaciones.

Por otro lado, el valor del módulo de elasticidad decrece al incrementarse la deformación (Fellenius, 1989), y no es constante a lo largo de una prueba de carga. Se concluye que este procedimiento se utiliza solamente cuando no se cuente con datos que permitan desarrollar algún otro método, como los que se comentan más adelante.

### A.3 Método del módulo constante

Con este procedimiento, el módulo de elasticidad compuesto se determina utilizando las mediciones de los instrumentos de deformación localizados cerca de la zona de aplicación de carga (por ejemplo, a 50-60 cm de distancia). En el caso de pruebas de carga convencionales, cerca de la cabeza de la pila; en el caso de pruebas bidireccionales, cerca de la celda de carga, del lado de la porción más larga de la pila. Se utiliza la ecuación A.10, Marinucci *et al.* (2021):

$$E_{\text{comp}}(z) = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\Delta Q}{\Delta\varepsilon(z)A_p(z)} \quad (\text{A.10})$$

donde:

$E_{\text{comp}}(z)$	módulo de elasticidad compuesto, calculado a la elevación (z) del instrumento de medición de deformación, determinada en el primer incremento
$\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$	relación de incremento de esfuerzo/incremento de deformación
$\Delta Q$	diferencia en la carga aplicada en el primer incremento ( $Q_1-Q_0$ )
$\Delta\varepsilon$	diferencia en la deformación medida en el primer incremento ( $\varepsilon_1-\varepsilon_0$ )
$A_p$	área de la sección transversal de la pila a la elevación (z)

El valor del módulo compuesto calculado se ajusta para los demás niveles de instrumentación, con base en las diferencias en el diámetro inferido de la pila y el acero de refuerzo utilizado al nivel del instrumento (en su caso). La fuerza interna en el instrumento  $F(z)$  puede ser calculada como:

$$F(z) = \varepsilon(z)E_{\text{comp}}(z)A_p(z) \quad (\text{A.11})$$

### A.4 Método del módulo tangente

El enfoque propuesto por Fellenius (2001), parte de la base de que la curva carga-desplazamiento puede simularse con una ecuación de segundo grado:  $y = ax^2 + bx + c$ , donde  $y$  es el esfuerzo y  $x$  es la deformación. Se buscan las constantes  $a$  y  $b$  (la constante  $c$  es cero).

Se supone que el esfuerzo  $\sigma$ , puede tomarse como el módulo secante, multiplicado por la deformación unitaria; o bien, la rigidez secante es la carga aplicada dividida entre la deformación medida. Se puede determinar directamente de los datos carga-deformación, de un instrumento localizado cerca de la cabeza de la pila.

Una vez concluida la prueba, se grafican las rigideces tangentes medidas *vs.* la deformación, para cada incremento de carga (los valores del cambio de carga o esfuerzo), divididos entre el cambio de deformación, se grafican *vs.* la deformación medida, ecuaciones A.12 y A.13. La gráfica del módulo  $E_t$  se muestra en la Figura A.2.

$$E_t = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon \tag{A.12}$$

$$\Delta\sigma = \Delta Q/A \tag{A.13}$$

donde

- Q carga aplicada en la cabeza medida con las celdas de carga
- A área transversal total de la sección superior
- $\varepsilon$  deformación unitaria media

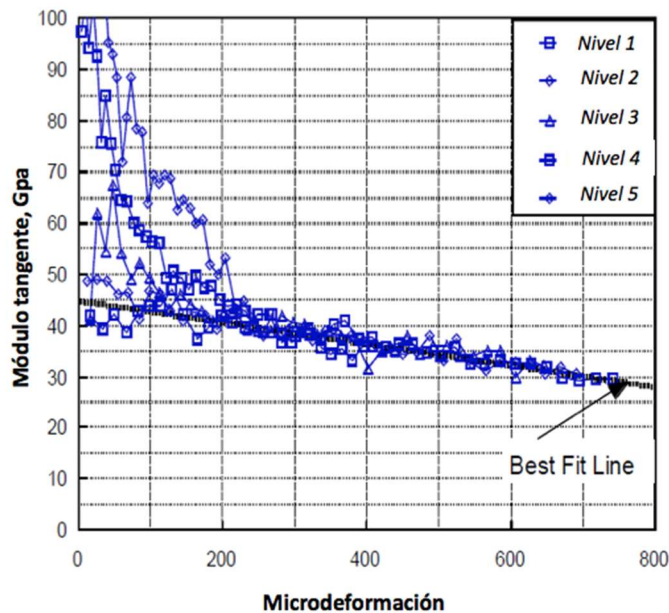


Figura A.2 Módulo tangente *vs.* deformación unitaria, adaptado de Fellenius (2001).

Para un instrumento colocado cerca de la cabeza de la pila, la rigidez calculada para cada incremento no está afectada por la resistencia de fricción, y la rigidez tangente calculada, es la rigidez real. Para instrumentos colocados en niveles inferiores de la pila, los primeros incrementos de carga se reducen sustancialmente con la resistencia por fricción desarrollada a lo largo de la pila.

En la Figura A.2 se muestran las curvas de la carga aplicada y la deformación medida de cinco niveles de instrumentos. La forma de las curvas de los niveles 1, 2 y 3 son muy similares, indicando que no hay mucha resistencia por fricción arriba del nivel del instrumento 3. Los valores convergen en una recta, representada como la de mejor ajuste (*best fit line*), ignorando los valores no-lineales iniciales, causados por la movilización incompleta de la resistencia de fricción.

Así, la ordenada al origen es la constante “b” de la ecuación y la pendiente de la recta, el coeficiente “a”. Los módulos secante  $E_s$  y tangente  $E_t$  serán (Fellenius, 2001):

$$E_s = 0.5a\varepsilon + b \quad (A.14)$$

$$E_t = a\varepsilon + b \quad (A.15)$$

Para el ejemplo de la Figura A.2, el valor de  $a=0.021$  y  $b=44.8$  GPa. Para distintos valores de deformación, los valores de los módulos se muestran en la Tabla A.1. La pendiente negativa indica que los valores de  $E_c$  decrecen al incrementarse la deformación.

Tabla A.1 Valores de módulos secante y tangente, para la Figura A.2

Deformación $\mu\varepsilon$	$E_s$ GPa	$E_t$ GPa
200	42.7	40.6
400	40.6	36.4
600	38.5	32.2
800	36.4	28.0

Este método requiere que los datos provengan de una prueba donde todos los incrementos sean iguales y se hayan sostenido por un intervalo de tiempo igual, y que no existan ciclos de carga. En la Figura A.3 se muestran las curvas de transferencia de carga para el ejemplo calculado, utilizando la ecuación A.14. La figura presenta la distribución de las cargas realmente aplicadas en la prueba; sin embargo, si existen cargas residuales en la pila, antes del inicio de la prueba, deben tomarse en cuenta para obtener la carga en cada nivel.

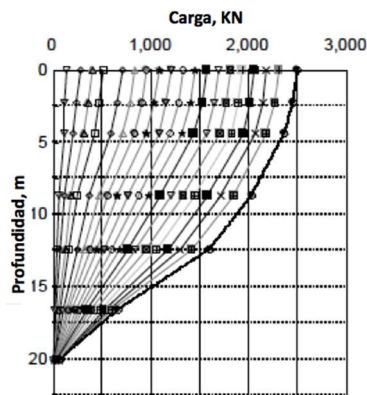


Figura A.3 Curvas de transferencia de carga para cada incremento, aplicado en la cabeza de la pila, adaptado de Fellenius (2001).

El método del módulo tangente ofrece amplias ventajas respecto de las relaciones empíricas mencionadas en el apartado A.2; principalmente, que la medición se hace en la masa de la pila, que incluye acero y concreto, además de tomar en cuenta la dependencia del módulo respecto de la deformación.

Para un instrumento localizado cerca de la cabeza de la pila, el módulo tangente calculado para cada incremento no está afectado por la resistencia de fricción y es el módulo real. Para instrumentos localizados a mayores profundidades, los primeros incrementos de carga se reducen sustancialmente por la fricción a lo largo de la pila, arriba de la elevación del instrumento. Inicialmente, el módulo tangente será mayor. Sin embargo, conforme se moviliza la resistencia por fricción hacia abajo en la pila, los incrementos de deformación serán mayores y el módulo calculado será mayor. Cuando se moviliza toda la resistencia de fricción arriba del instrumento, los valores calculados del módulo para los incrementos de carga subsecuentes en ese nivel de instrumentación, serán los valores de módulo tangente de la sección transversal de la pila.

### **A.5 Método de la rigidez incremental**

Se han desarrollado procedimientos complementarios, como el propuesto por Komurka and Moghaddam (2020), llamado método de la Rigidez Incremental, que está basado en el propuesto por Fellenius (2001), pero en vez de relacionar los cambios de esfuerzo a cambios en deformación, para determinar la relación del modulo, relaciona los cambios en la carga aplicada a la deformación, para determinar la relación con la fuerza. De esta manera, este método permite obtener una conversión de la deformación medida a la fuerza interna, por un camino más directo.

De manera similar al método del módulo tangente, este método se basa en la premisa de que después de que se ha movilizado totalmente la resistencia por fricción arriba de un nivel de instrumentación, los incrementos de carga siguientes provocan un incremento proporcional de fuerza interna a ese nivel de instrumentación.

Se define como rigidez axial al producto EA, que es una propiedad que depende de los materiales de los que está constituido, su forma y condiciones de frontera (específicamente, la localización en la pila de prueba). En una prueba, el cociente del cambio de carga y cambio en deformación ( $\Delta Q/\Delta \varepsilon$ , rigidez incremental) graficada contra la deformación, para un instrumento a determinada profundidad, converge en una línea recta, con una pendiente de mayor a menor, conforme se incrementa la deformación, Figura A4. Una comparación entre las Figuras A.3 y A.4 muestra que el eje vertical entre una y otra difiere solamente por dividir entre el área de la sección transversal (la diferencia entre carga y esfuerzo).

Reacomodando la ec. A.10, y utilizando la carga aplicada en la cabeza de la pila resulta:

$$Q/\varepsilon = EA \tag{A.16}$$

La ecuación para la línea de rigidez incremental es:

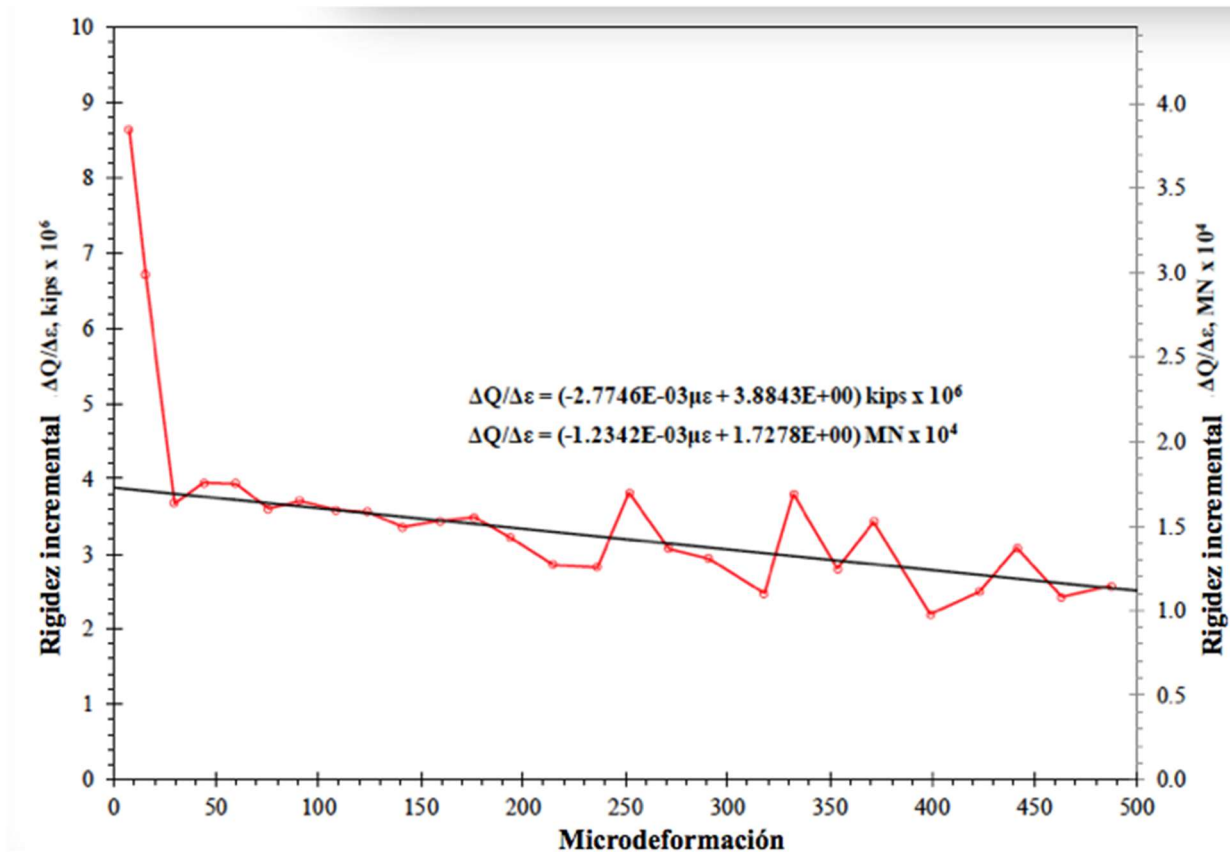


Figura A.4 Diagrama de rigidez incremental para un nivel de instrumentación de deformación, adaptado de Komurka & Moghaddam (2020).

$$\frac{dQ}{d\epsilon} = a\epsilon + b \quad (\text{A.17})$$

Que suponiendo que la constante de integración = 0, queda como:

$$F = 0.5a\epsilon^2 + b\epsilon \quad (\text{A.18})$$

donde:

- Q carga aplicada, en la cabeza de la pila
- dQ cambio en la carga aplicada, en la cabeza de la pila
- $\epsilon$  deformación medida, en un nivel de instrumentación
- d $\epsilon$  cambio en la deformación medida, en un nivel de instrumentación
- a pendiente de la recta de rigidez incremental
- b ordenada al origen de la línea de rigidez incremental (i.e. rigidez inicial con cero deformación)

Revisando las ecuaciones A.16 y A.17, se observa que con este método se pueden obtener las fuerzas internas, sin conocer por separado los valores del módulo o del área. Además, ofrece las ventajas del método del módulo tangente, con el beneficio adicional de que puede aplicarse



en pilas que no tengan una sección transversal uniforme, o con diferentes áreas de acero y concreto.

El método provee mejores resultados para niveles de instrumentación cercanos a la carga, ya que la fuerza de fricción estará movilizada totalmente en esos niveles. Los resultados son más difíciles de interpretar en niveles de instrumentación lejos de la aplicación de la carga: en una prueba convencional cerca de la base; en una prueba bidireccional cerca de la cabeza y cerca de la punta de la pila.

Komurka & Moggadham (2020) sugieren algunas recomendaciones:

- Los instrumentos deben localizarse cuando menos a un mínimo de dos diámetros de la pila, del punto de la aplicación de la carga, y un diámetro de la punta de la pila. Para *sister bars*, esta dimensión se refiere al extremo de la barra.
- Evitar ciclos de carga/descarga, ya que inducen cargas de compresión residuales, que varían no uniformemente a lo largo de la pila (Fellenius, 2020; Ibarra y Rangel, 2017), lo que dificulta la interpretación de los datos.
- Aplicar incrementos de carga iguales, con un objetivo de mínimo 20 incrementos.
- Mantener la carga lo más constante posible. Si la carga se controla a través del gato hidráulico, se recomienda utilizar un manómetro digital.
- Utilizar tiempos iguales para cada incremento de carga.
- Aplicar incrementos de carga el mayor tiempo posible; se sugieren 8-10 minutos como mínimo. De esta manera, se permite que la fuerza interna se distribuya a las porciones más profundas de la pila, y se estabilice la deformación.
- Utilizar el mismo colector de datos para la adquisición de la fuerza (en celdas de carga o transductor de presión) y la deformación con los instrumentos embebidos.
- Utilizar tiempos de lectura relativamente cortos, del orden de 30 segundos, o menos.

## **A.6 Comparación de resultados con diferentes métodos**

Marinucci *et al.* (2021) presentan una comparativa de resultados de pruebas de carga en dos pilas de hélice continua, en un sitio al Sur de Florida, US. En particular, calculan las fuerzas internas en la pila, a partir de seis niveles de instrumentación (*strain gages*, SG), utilizando los diferentes métodos aquí presentados: módulo constante (MC), módulo tangente (TM) y rigidez incremental (IR). En la Tabla A.2 se presentan los niveles de instrumentación utilizados, donde se indica la longitud entre los diferentes niveles (i.e. entre el nivel 1 y 2: SG1-SG2), para la pila C-2.

Tabla A.2 Niveles de instrumentación de prueba de carga en pila C-2 de hélice continua, Marinucci *et al.* (2020)

Par de SG	SG1-SG-2	SG2-SG-3	SG3-SG4	SG4-SG5	SG5-SG6
Prof inicio, m	0.6	3.0	6.1	12.2	15.2
Prof final, m	3.0	6.1	12.2	15.2	17.6
Longitud, m	2.4	3.0	6.1	3.0	2.4

En la Figura A.5 se muestran las curvas de transferencia de carga para la pila C-2. Se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Las fuerzas calculadas con el método CM fueron considerablemente menores que las calculadas con los otros dos métodos TM e IR. Adicionalmente, con el método CM, la transferencia de carga a lo largo de la pila es relativamente lineal, a pesar de que en el sondeo mostrado en la Figura A.5 se muestra la variación en el sondeo SPT.
- Las fuerzas determinadas con los métodos TM e IR arrojaron valores similares, hasta una profundidad de 7.6 a 9.1 m, a partir de la cual los valores difieren notablemente.
- Las fuerzas internas calculadas utilizando el método IR proveen una estimación más representativa de la transferencia de carga a lo largo de la pila.

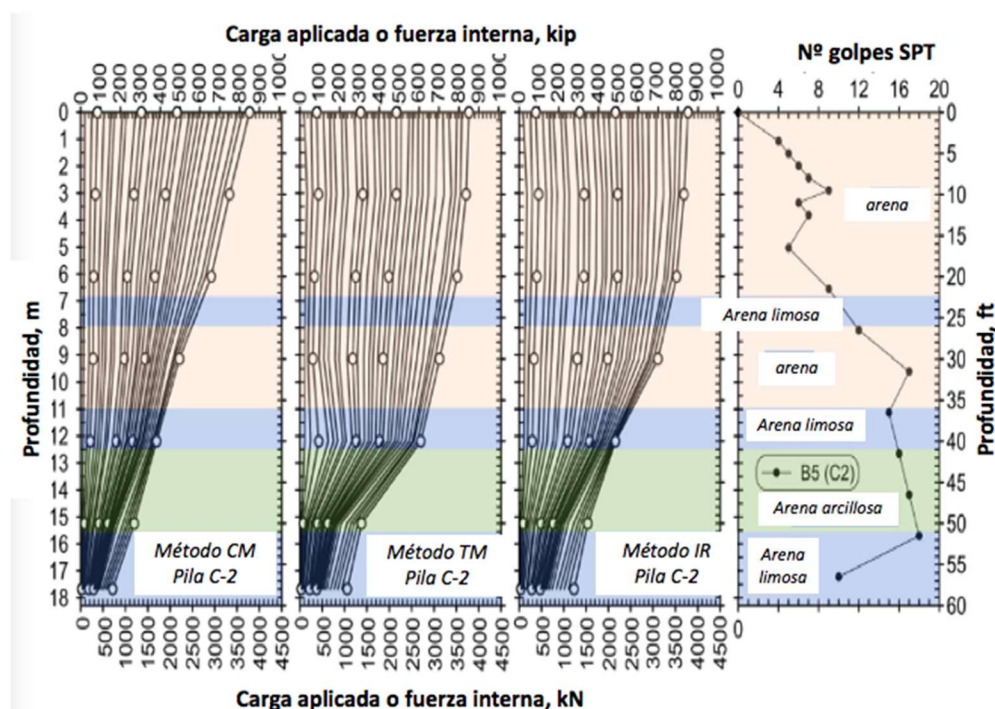


Figura A.5 Curvas de transferencia de carga para la pila C-2, calculadas con diferentes métodos: módulo constante (CM), módulo tangente (TM), rigidez incremental (IR); adaptado de Marinucci *et al.* (2021).

Con base en los resultados calculados, en la Figura A.5 se muestran las diferentes valores de fricción unitaria obtenida, a partir de los diferentes métodos indicados, Figura A.6.

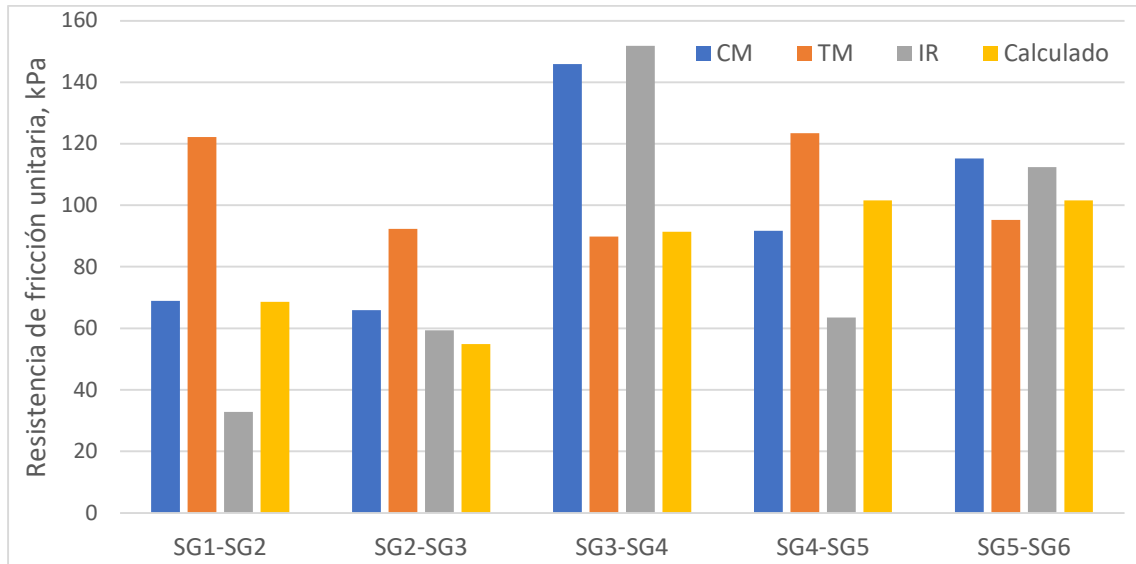


Figura A.6 Valores de resistencia de fricción unitaria calculados y medidos e interpretados con diferentes métodos: módulo constante (CM), módulo tangente (TM), rigidez incremental (IR); con datos de Marinucci *et al.* (2021).

Se observa nuevamente que el método CM arroja valores de fuerza menores en los estratos menos competentes, comparado con los métodos TM e IR. Tomando en cuenta el sondeo SPT mostrado en la Figura A.5, el método IR sigue mejor el comportamiento del suelo.

## A.7 Comentarios

- Se confirma la importancia de la determinación del módulo de elasticidad compuesto o del módulo de elasticidad del concreto en las pilas de cimentación, para el cálculo de las fuerzas internas durante una prueba de carga.
- Se presenta un método basado en relaciones empíricas, a partir de ensayos de laboratorio en especímenes de concreto. Se considera que este procedimiento no presenta resultados confiables para los propósitos de la interpretación de una prueba de carga.
- Se presentan tres métodos que se desarrollan a partir de las mediciones de deformación en instrumentos embebidos en pilas, a partir de pruebas de carga:
  - Método del módulo constante; arroja resultados conservadores, particularmente en estratos blandos o sueltos.
  - Método del módulo tangente; ofrece ventajas respecto de los métodos empíricos. Es el método más usado actualmente.

- Método de rigidez incremental; relativamente reciente, presenta ventajas respecto de los otros métodos, al no requerir el conocimiento del área transversal. Utiliza el mismo principio que el del módulo tangente, pero genera una conversión de deformación a fuerza más directa.

## Anexo B: Información geotécnica del Sitio Delta

En este anexo se describen los trabajos de exploración, pruebas de campo y pruebas de laboratorio llevadas a cabo en este sitio, para su caracterización geotécnica. Los trabajos se llevaron a cabo en 2020 y 2021. Asimismo, se presentan los resultados de la interpretación estratigráfica, así como las propiedades índice y mecánicas encontradas. Los reportes originales se encuentran en inGeum (2020) e inGeum (2021a).

### B.1 Trabajos de campo

La campaña de exploración consistió en la ejecución de dos sondeos de penetración estándar a 25 m de profundidad, reconocidos como SPT-01 y SPT-02. El sondeo SPT-02 se combinó con la extracción de diez muestras inalteradas de acuerdo con las profundidades propuestas con base en el registro del SPT-01 realizado previamente.

La exploración continuó con la ejecución de un sondeo selectivo adicional (SS-01), para recuperar muestras inalteradas con barril Soletanche en suelos firmes y concluyó con la perforación de un barreno donde se ejecutaron cinco pruebas de ficómetro (PHI) y cinco ensayos con presiómetro de Ménard (PMT).

En la Figura B.1, se muestra la ubicación en planta de los sondeos, mientras que en la Tabla B.1 se resumen las características de los trabajos geotécnicos realizados. Las coordenadas UTM fueron tomadas con un GPS manual. Los barrenos se denominaron de acuerdo con el nombre del sondeo SPT y/o pruebas a realizar; para la ejecución de la perforación se utilizó una máquina perforadora Mobile Drill B61 montada sobre camión International modelo 85.

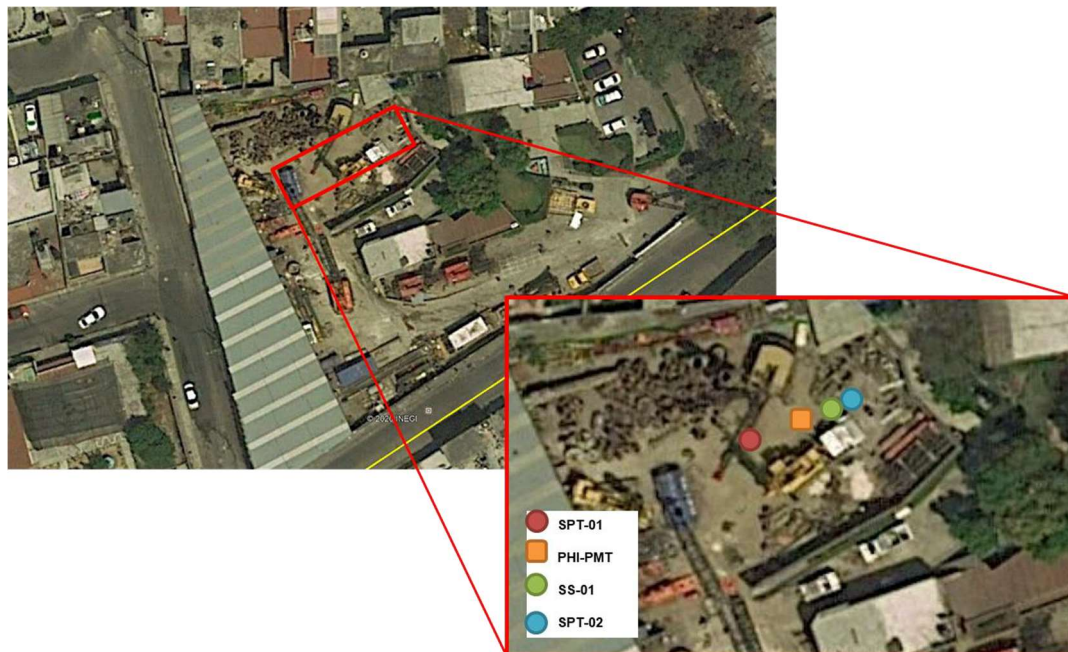


Figura B.1 Localización de los sondeos (Google Earth).

Tabla B.1 Características de los sondeos realizados

Nombre	Tipo de exploración	Profundidad m	Coordenadas UTM		Muestras inalteradas	Muestras alteradas	Observaciones
			x	y			
SPT-01	Penetración estándar	25.23	473724.49	2152588.43	-	24	Primer sondeo ejecutado con perfil continuo de SPT para programación de muestreo y pruebas in situ.
SPT-02	Penetración estándar-muestreo inalterado	25.22	473730.02	2152591.41	10	27	Se logró la recuperación de 10 muestras inalteradas con tubo dentado y tubo Soletanche.
SS-01	Muestreo inalterado	14.00	473729.49	2152591.10	4	-	Debido al porcentaje de recuperación, se muestrearon profundidades de interés solo con tubo Soletanche.
PHI-PMT	Pruebas <i>in situ</i>	23.90	473727.30	2152589.43	-	-	Se realizaron 5 pruebas PMT y 5 pruebas PHI en este barreno.

### *Sondeos de penetración estándar y sondeo selectivo*

Se ejecutaron dos sondeos a 25 m de profundidad (SPT-01 y SPT-02), intercalando la técnica de penetración estándar con el muestreo inalterado, únicamente en el SPT-02. La técnica de penetración estándar (SPT) consiste en la recuperación de muestras alteradas a cada 60 cm y determinación del número de golpes N también a cada 60 cm. Las muestras alteradas e inalteradas que se recuperaron, se almacenaron en con la identificación correspondiente, para su posterior envío al laboratorio.

Adicionalmente, se realizó un sondeo selectivo (SS-01) para la extracción de cuatro muestras inalteradas con tubo Soletanche, que se utiliza para la recuperación de suelos duros y consiste en un muestreador de doble camisa con diámetro de 3" y una zapata que va cortando el suelo, mientras el fluido de perforación se libera entre el tubo interior y exterior para que se aloje la muestra dentro de un tubo de latón de 1m de longitud, posteriormente la muestra es almacenada con plástico para evitar la pérdida de humedad.

### *Ejecución de pruebas de ficómetro (PHI)*

Se realizaron cinco pruebas de ficómetro a profundidades variables, con el fin de determinar los parámetros de resistencia Mohr-Coulomb ( $c$  y  $\phi$ ) de los estratos duros seleccionados. Las pruebas se realizaron en un barreno ex profeso para estos ensayos y así como para los presiométricos.

El ficómetro consiste en una sonda cilíndrica denticulada de acero, de 970 mm de longitud y diámetro de 6.1 cm, con ranuras longitudinales que permiten su expansión al inflar una membrana ubicada en el interior de la sonda, logrando que los dientes de la coraza penetren en las paredes del barreno (Figura B.2).

Los preparativos se inician conectando los tramos de manguera necesarios para realizar la prueba a la profundidad requerida verificando que no existan burbujas de aire a lo largo de la manguera a través de la cual es inyectada el agua a la sonda. A continuación se inicia la etapa de calibración, la cual consiste en expandir la sonda sin confinar, incrementando gradualmente la presión y el volumen de agua dentro de la membrana de neopreno,



posteriormente la sonda se introduce dentro del barreno a la profundidad donde será ejecutara la prueba para dar inicio a la etapa de contacto, la cual consiste en realizar incrementos de presión del orden de 0.5 bar, posteriormente a la etapa de contacto se comienza la ejecución de la etapa de corte, donde se aplica una fuerza ascendente a la sonda para provocar su desplazamiento y se mide la fuerza que vence la adherencia-fricción entre la sonda y el terreno.

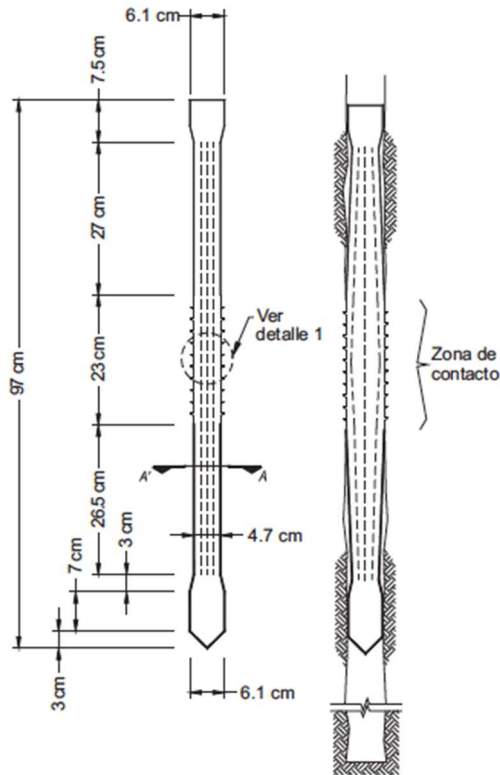


Figura B.2 Sonda de ficómetro utilizada. Diagrama a la izquierda, Santoyo (2010).

La sonda se conecta a una unidad de control de presiones y volúmenes, y se sostiene mediante una serie de barras de acero. En superficie se coloca un gato hidráulico hueco por el cual pasan las barras y mediante este se aplica la fuerza ascendente que romperá la adherencia y fricción sonda-terreno. Asimismo, se cuenta con una celda de carga, micrómetro y cronómetro para controlar la velocidad del desplazamiento de la sonda en la etapa de corte. En la Figura B.3 se presentan los componentes del equipo empleado para la ejecución de la prueba de ficómetro.



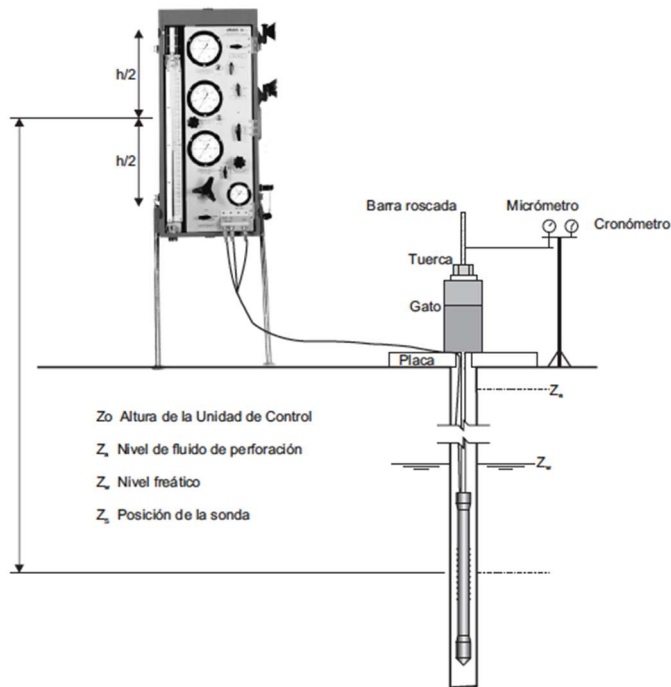


Figura B.3 Componentes del equipo de ficómetro. Diagrama a la izquierda, Santoyo (2010).

### *Ejecución de pruebas de Presiómetro de Ménard (PMT)*

Para obtener los módulos de elasticidad en estratos de difícil muestreo inalterado, se contempló la ejecución de cinco pruebas con presiómetro de Ménard (PMT) dentro de un barreno realizado para este fin y para los ensayos de ficómetro.

El presiómetro consiste en una membrana cilíndrica de lona reforzada, dilatada radialmente, de 610 mm de longitud y diámetro de 61 mm (Figura B.4), que se introduce en un barreno previamente perforado, con diámetro entre 60 mm y 66 mm. Las pruebas se realizan con incrementos de presión controlada, hasta la presión máxima del sistema (50 bar  $\approx$  50 kg/cm<sup>2</sup>), hasta la falla del suelo, o hasta alcanzar un volumen de 700 cm<sup>3</sup> en la sonda, lo que ocurra primero. La unidad de control está instrumentada para obtener los registros digitales de presión-volumen y tiempo, de tal forma que al finalizar el ensaye se imprime en tiempo real la curva presiométrica.

Los datos digitales, se procesan posteriormente en gabinete, a través del software Geospad, obteniéndose los parámetros del módulo de Ménard, presión de fluencia  $p_f$  y la presión límite  $p_l$ . El módulo de Ménard es correlacionable con el módulo elástico o módulo de Young, mientras que la presión límite es correlacionable con parámetros de resistencia. La presión límite no siempre se alcanza en suelos de consistencia dura.



Figura B.4 Ejecución de ensayos de presiómetro Ménard.

### *Trabajos de laboratorio*

A las muestras alteradas e inalteradas obtenidas de la campaña de exploración se le realizaron las siguientes pruebas índice para clasificación e identificación:

- Clasificación de suelos de acuerdo al SUCS
- Determinación de porcentaje de finos
- Determinación del peso volumétrico saturado
- Densidad de sólidos
- Contenido de agua
- Límites de Atterberg (límites líquidos y plásticos)

En la Tabla B.2 se muestra el resumen de resultados de las pruebas índice realizadas.

## **B.2 Estratigrafía y propiedades de los suelos**

### *Interpretación estratigráfica del sitio*

Tomando en cuenta los resultados de los trabajos de campo, de los ensayos in situ y de las pruebas de laboratorio, se definió el modelo estratigráfico del sitio en el que se distingue las unidades geotécnicas principales que describe a continuación:

Tabla B.2 Resumen de resultados de pruebas índice en muestras inalteradas

MUESTRA	PROFUNDIDAD		DENSIDAD DE SOLIDOS	GRANULOMETRIA			LIMITES DE CONSISTENCIA				CLASIF. SUCS	w (%)
	DE (m)	A (m)		Grava %	Areña %	Finos %	Límite Líquido %	Límite Plástico %	Índice Plástico %	Contrac. Lineal %		
M-2	1.00	1.80	2.420	2.19	58.88	38.93	26.42	11.73	14.69	-	SC	16.52
M-3	2.50	3.30	2.500	12.96	51.98	35.06	26.15	22.14	4.01	-	SM	14.91
M-4	4.00	4.45	2.540	14.90	50.41	34.69	21.87	18.91	2.96	-	SM	6.64
M-6	5.50	5.75	2.520	14.22	44.15	41.63	20.80	15.03	5.77	-	SC-SM	17.81
M-7	5.80	6.20	2.510	13.16	69.34	17.49	-	-	-	-	-	26.30
M-R	8.60	8.80	2.51	17.62	54.40	27.99	-	-	-	-	-	37.36
M-12	8.80	9.05	2.75	7.93	75.42	17.19	-	-	-	-	-	20.97
M-17	13.10	13.20	2.59	6.30	70.16	23.53	-	-	-	-	-	21.19
M-25	17.40	17.80	2.50	40.75	43.39	15.85	37.50	36.21	1.29	-	SM	13.18
M-26	17.80	18.80	2.59	8.04	84.88	7.09	-	-	-	-	-	19.23
M-33	22.40	23.40	2.58	10.64	80.91	8.45	38.69	34.69	5.00	-	SM	17.18

**Rellenos (0.0m a 0.60m):** Superficialmente, se encuentra un relleno de aproximadamente 60cm de espesor conformado principalmente por material de construcción, arenas gruesas y limos de color café, resultado de las pruebas de laboratorio, se determinó que tiene un contenido de agua natural de 11.7%.

**UG-A (0.60m a 13.0m):** Por debajo de los rellenos y hasta la profundidad máxima de exploración (13.0m) se reconoce un estrato conformado por arena media limosa color café grisáceo, con intercalaciones de cristales de cuarzo, así como micas y en menor cantidad piritita, también existe la presencia de gravas intercaladas en toda la profundidad. El contenido de agua natural promedio es de 19.0% y el número de golpes de la unidad es mayor a 50 golpes. El porcentaje de recuperación fue bajo, del orden del 3%, el porcentaje de finos encontrado en esta unidad es de 34.04%, 56.10% de arenas y 9.85% de gravas.

**UG-B (13.0m a 25.23m):** subyaciendo a la UG-A1, se observa una arena media a gruesa color café grisáceo poco limosa y fuertemente cementada, con presencia de gravas color negro, cristales de cuarzo, micas y piritita; el promedio de humedad es de 19% y el número de golpes es mayor a 50, hasta la profundidad máxima explorada; el porcentaje granulométrico de esta unidad es de 15.09% de gravas, 64.87% de arenas y 20.02% de finos.

No se detectó nivel de aguas freáticas hasta la máxima exploración.

En las Figuras B.5 y B.6 se muestra el perfil obtenido de los sondeos continuos de penetración estándar SPT-01 y SPT-02, respectivamente.



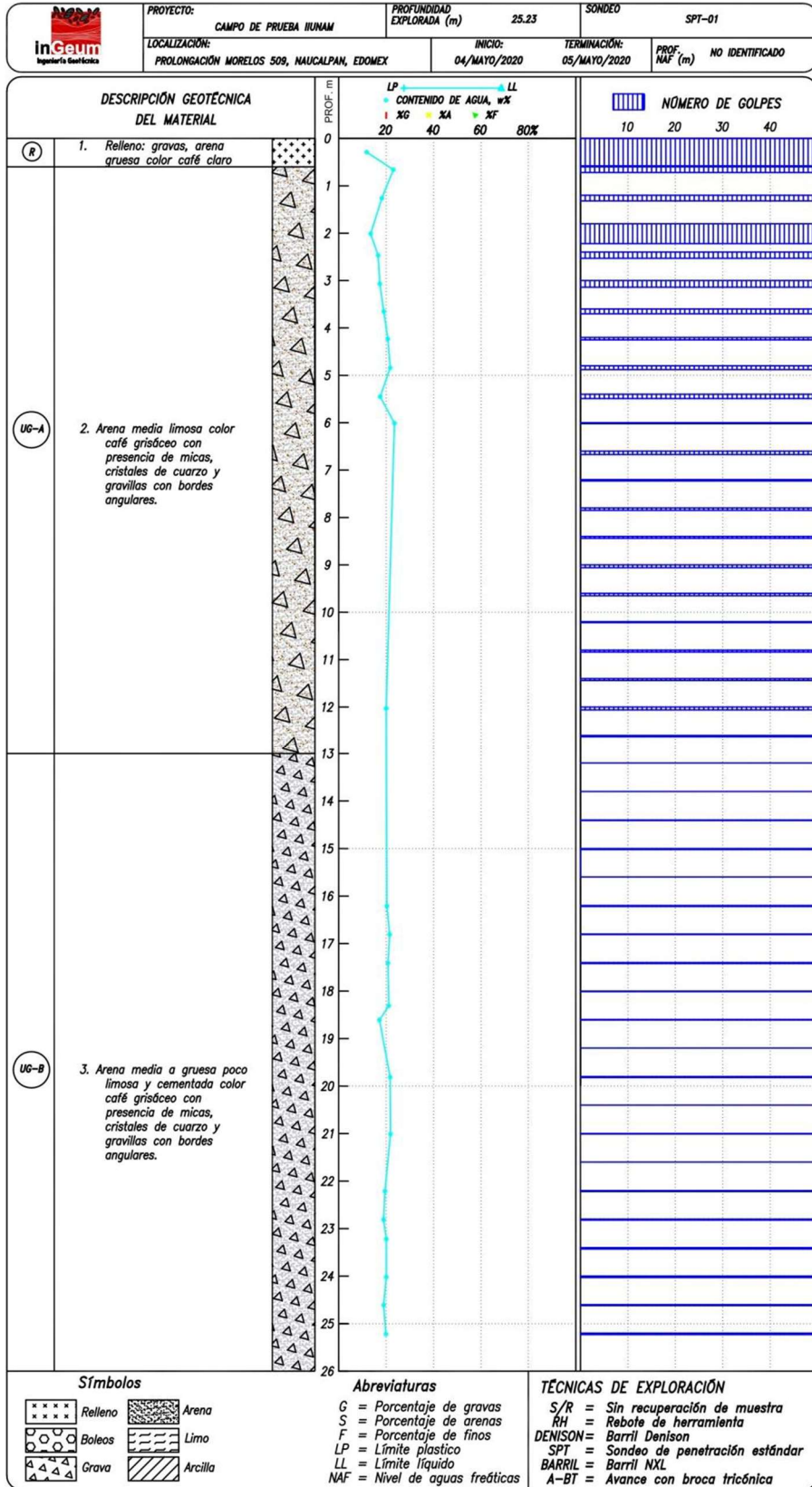


Figura B.5 Perfil estratigráfico del sondeo SPT-01.

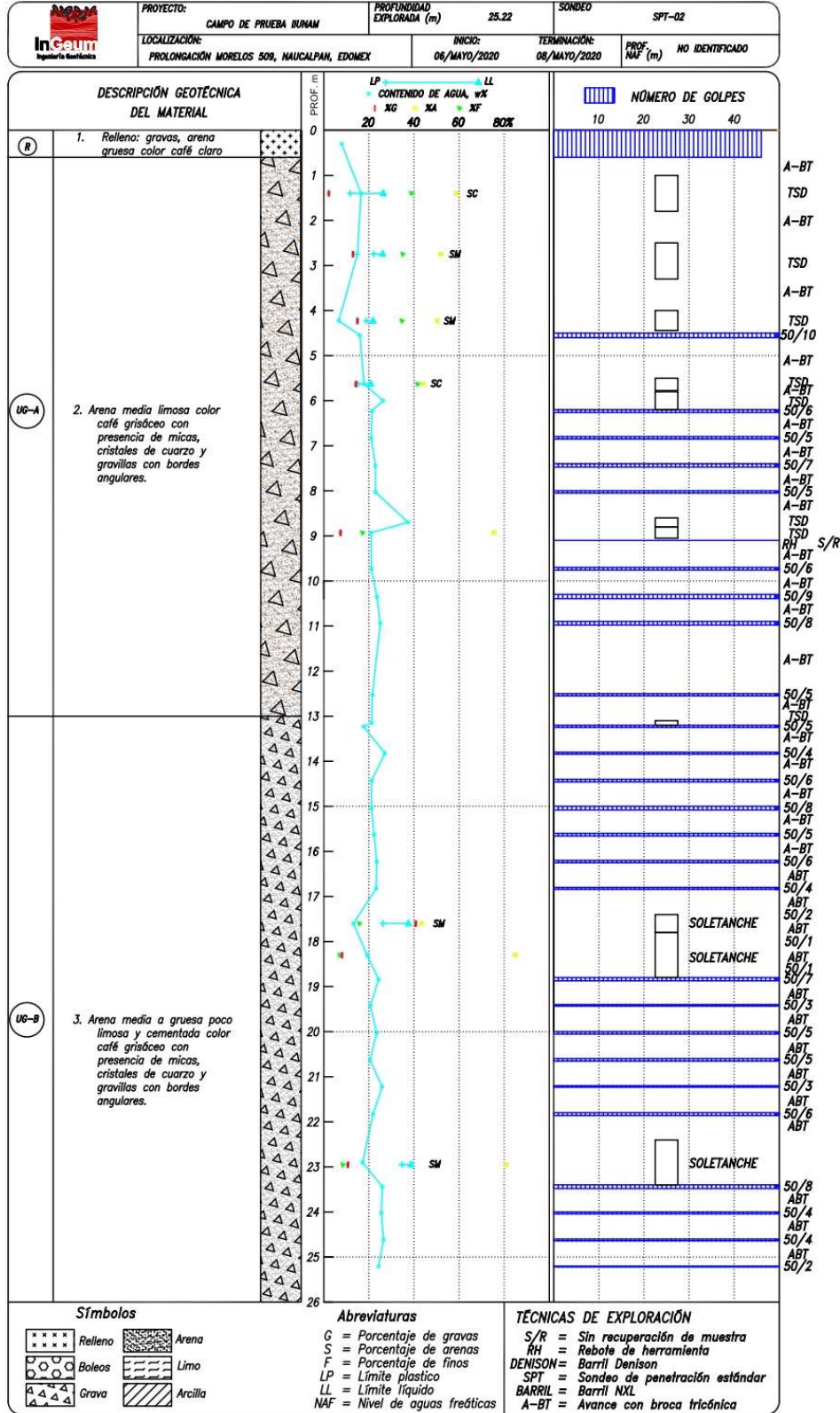


Figura B.6 Perfil estratigráfico del sondeo SPT-02.

### *Interpretación de pruebas de ficómetro*

Los datos obtenidos de las etapas de prueba del ficómetro se procesaron en gabinete para determinar la resistencia al corte del suelo. Para cada uno de los incrementos se calculan la presión normal,  $p_c$ , y el esfuerzo cortante  $\tau$ , que corresponden a la condición de falla.

Presión normal durante la falla: se deduce de la suma de la presión medida en el manómetro correspondiente y la carga hidrostática efectiva, menos la corrección por la calibración del ficómetro, con la expresión:

$$P_c = p_M + p_h - V_b \quad (\text{B.1})$$

donde:

- $P_c$  presión normal durante la falla
- $p_M$  presión registrada en los manómetros
- $p_h$  presión hidrostática por la columna de agua en la manguera del ficómetro hasta el nivel de agua dentro del barreno
- $V_b$  corrección de presión-volumen determinada con la calibración del ficómetro

Esfuerzo cortante de falla: en cualquier etapa de cada prueba, incluyendo la de falla, se calcula el esfuerzo cortante  $\tau$ , aplicando la expresión:

$$\tau = \frac{T_{\max}}{S} \quad (\text{B.2})$$

donde:

- $T_{\max}$  máxima tensión medida en la celda de carga
- $S$  área de la superficie de corte, que depende del diámetro de la sonda

$$S = \pi \cdot d \cdot L \quad (\text{B.3})$$

donde:

- $D$  diámetro del ficómetro para el volumen final durante la falla,  $V_f$  en cada incremento de presión
- $L$  longitud efectiva del tramo dentado de la sonda, 23 cm para sonda estándar

Los parámetros anteriores permiten elaborar las gráficas esfuerzo cortante-presión normal y volumen de agua introducido durante la etapa de falla-presión normal, de las que se deducen conforme al criterio de Mohr Coulomb, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo ensayado. Para las pruebas realizadas, los resultados se muestran en las Tabla B.3.

Tabla B.3 Resultados de las pruebas de ficómetro

Nombre del sondeo	No. Prueba	Profundidad m	c kg/cm <sup>2</sup>	φ°	Tipo de material ensayado
PHI-PMT	PHI-01	3.0	1.36	26.7	Arena media color café grisáceo con presencia de gravillas
	PHI-02	9.0	0.46	40.9	
	PHI-03	13.5	2.20	37.1	
	PHI-04	18.0	0.92	36.4	
	PHI-05	23.0	0.77	37.0	

De acuerdo con los resultados obtenidos en las pruebas de ficómetro, se observa un comportamiento friccionante del material, con ángulos de fricción máximo de 40.9° y cohesiones por debajo de 2.2 kg/cm<sup>2</sup>.

*Interpretación de pruebas de presiómetro*

Inicialmente se realiza la corrección de la presión y el volumen de la prueba debido a las calibraciones previas; la presión de la sonda se calcula con:

$$P = P_r + P_d - P_c \quad (B.4)$$

donde:

- P presión ejercida por la sonda contra el suelo
- P<sub>r</sub> presión tomada del manómetro en la unidad de control
- P<sub>d</sub> presión hidrostática entre la unidad de control y la profundidad de la prueba
- P<sub>c</sub> corrección de presión determinada con la calibración previa

El volumen corregido de la sonda es:

$$V = V_R - V_c \quad (B.5)$$

donde:

- V volumen corregido en la sonda
- V<sub>R</sub> volumen tomado de la unidad de control
- V<sub>c</sub> corrección de volumen determinada con la calibración previa.

Los valores corregidos de presión y volumen, se grafican en ejes coordenados, para la determinación de los parámetros de resistencia y deformabilidad. El módulo presiométrico se determina mediante la siguiente ecuación:



$$E_m = 2(1 + \nu) \left[ V_0 + \left( \frac{V_B - V_A}{2} \right) \right] \frac{d_p}{d_v} \quad (\text{B.6})$$

donde:

- $E_m$  módulo presiométrico o Ménard
- $\nu$  relación de Poisson, 0.33 (propuesto por la norma NF P 94-110)
- $V_0$  volumen de agua en la sonda durante la calibración dentro del tubo de acero ( $V_0=V_s$ )
- $V_B$  volumen de agua en el punto B de análisis en el intervalo elástico
- $V_A$  volumen de agua en el punto A de análisis en el intervalo elástico
- $d_p$  diferencia de presión en la sonda, en el intervalo de análisis
- $d_v$  diferencia de volumen en la sonda, en el intervalo de análisis

La expansión de una cavidad es un proceso incremental de esfuerzo cortante y no de compresión, por lo que es práctica común determinar el módulo de rigidez al corte G, definido como:

$$G = V_0 \frac{d_p}{d_v} \quad (\text{B.7})$$

La determinación de los módulos Ménard  $E_m$  y de corte G, se realiza en los ciclos de carga y descarga, donde a partir de G es posible determinar el módulo de deformación elástico de Young E, por medio de la relación:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (\text{B.8})$$

Para la pruebas realizada se realizo la determinacion de los modulos  $E_m$ , G y E en los ciclos de carga y recarga, los resultados se muestran en la Tabla B.4.

Tabla B.4 Resultados de las pruebas de presiometro Ménard

Nombre del sondeo	No. Prueba	Profundidad	Ciclo de carga		Ciclo de recarga		$G_{\text{recarga}}/G_{\text{carga}}$
		m	$E_m$ MPa	G MPa	$E_m$ MPa	G MPa	
PHI-PMT	PMT-01	1.8	108.7	40.0	485.4	181.7	4.5
	PMT-02	7.8	389.6	145.2	813.5	304.7	2.1
	PMT-03	12.3	699.7	261.1	2,329.9	873.8	3.3
	PMT-04	16.8	1,532.2	573.7	-	-	-
	PMT-05	21.8	1,541.2	577.5	2,005.5	751.9	1.3

Cabe mencionar que las pruebas ejecutadas se realizaron en arena media color café grisáceo, correspondientes a las UG 1 y 2, de acuerdo con el registro previo del SPT-01.

Con base en la ejecución de las pruebas y resultados presentados del presiometro de Ménard, no es viable, en algunos casos, determinar la presión limite, ya que no se observó la falla del material, llegando hasta 5.3MPa de presión de inyección máxima, lo que sugiere que la presión limite está por encima del valor máximo aplicado.

*Estudio pozo abajo -Down Hole-, inGeum (2021a)*

Se realizó un barrenado con broca tricónica de 4.5” de diámetro hasta la profundidad de 20m con el objetivo de instalar la tubería de PVC de 3” en la que se harían las mediciones sísmicas mediante un estudio de Down Hole. La tubería de PVC fue de Ced. 40 hidráulica y el espacio anular entre la tubería y las paredes del barrenado se rellenó con lechada de bentonita-cemento-agua. La perforación se realizó vía húmeda con lodo bentonítico como medio de contención del barrenado.

**Metodología.** La prueba de sísmica de pozos está diseñada para la estimación de la velocidad de cortante en función de la profundidad, así como la estimación de la velocidad de onda P. En superficie se genera la propagación de las ondas compresionales (P), Verticales (SV), Horizontales (SH), así como las ondas polarizadas (S), dichas ondas son registradas por un arreglo de sensores sísmicos (geófonos) anclados a la pared del pozo.

Durante la adquisición de los datos se realiza un conjunto de procedimientos que incrementan la calidad de los datos y facilitan la identificación del primer arribo de las ondas directas (P) y de las ondas de cortante polarizadas (S). Los procedimientos a seguir durante el trabajo son los siguientes:

- Verificación del acoplamiento adecuado del geófono del pozo a la tubería de revestimiento.
- Realización de múltiples activaciones de la fuente por nivel de registro.
- Se registran al menos 3 señales de buena calidad donde se identifique claramente el arribo de la onda P, dichas señales serán apiladas en los trabajos de gabinete. El apilado de las señales es usado para eliminar el ruido incoherente y maximizar la señal coherente (relación señal-ruido).
- Se registran al menos 3 señales de buena calidad donde se identifique claramente el arribo de la onda polarizada S con activación de la fuente en la dirección NS o EO (FUENTE DERECHA, según la colocación de la fuente respecto al cabezal del pozo), dichas señales serán apiladas en los trabajos de gabinete. El apilado de las señales es usado para eliminar el ruido incoherente y maximizar la señal coherente (relación señal-ruido).
- Se registran al menos 3 señales de buena calidad donde se identifique claramente el arribo de la onda polarizada S con activación de la fuente en la dirección SN u OE (FUENTE IZQUIERDA, según la colocación de la fuente respecto al cabezal del pozo), dichas señales serán apiladas en los trabajos de gabinete. El apilado de las señales es usado para eliminar el ruido incoherente y maximizar la señal coherente (relación señal-ruido).
- Se realiza el control de calidad durante la adquisición de los datos en campo, además se establece la distancia de la fuente al cabezal del pozo bajo los criterios de la norma ASTM D7400.
- El sensor de pozo utilizado contiene un arreglo de sensores, tal que facilita el registro de las ondas directas P y las ondas polarizadas S (Fuente Derecha y Fuente Izquierda).

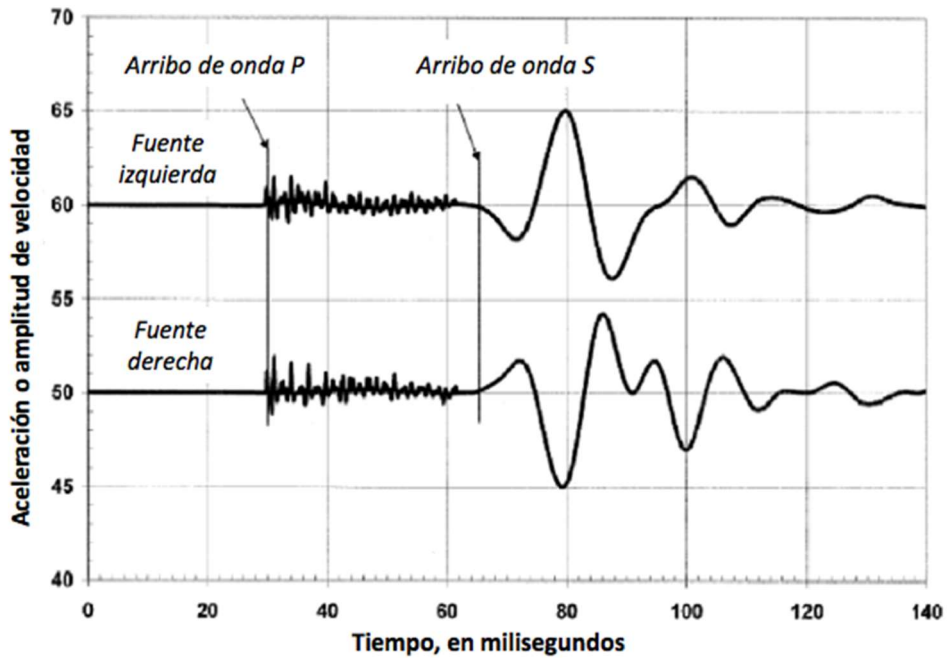


Figura B.7 Representación esquemática de las trazas sísmicas en un ensayo de sísmica de un solo pozo (Downhole).

En los trabajos de gabinete se realizan las reducciones pertinentes (procesado de la señal) y la interpretación. Uno de los pasos más importantes durante el procesado es cálculo correcto de la distancia “Fuente – Receptor” (Offset). El cual se calcula usando la siguiente relación:

$$L_R = [(E_S - E_G + D_G)^2 + X^2]^{0.5} \quad (B.9)$$

donde

- $E_S$  elevación de la fuente a nivel del terreno
- $E_G$  elevación del cabezal del pozo a nivel del terreno
- $D_G$  profundidad del geófono en el pozo
- $X$  eistencia horizontal de la fuente al cabezal del pozo

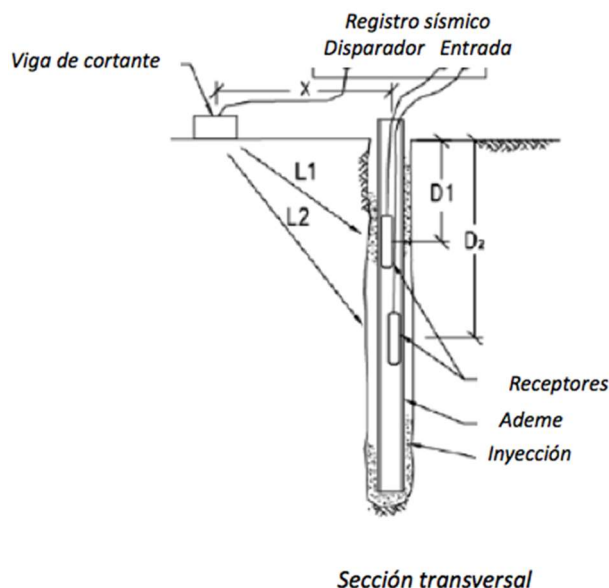


Figura B.8 Esquema de la configuración de la fuente- receptor en un ensayo de sismica de un solo pozo (Downhole).

En el trabajo de sismica de pozo se hizo uso de un sismógrafo de la Marca Sara Electronic Instruments, Modelo DoReMi de 64 canales y un sensor de pozo de la misma marca y modelo SS-BH-5C.

**Procesado de información.** Los registros de cada percusión de la fuente fueron registrados con una cadencia de muestreo de 4000 Hz y una longitud de 0.5 segundos. Por cada nivel se registró al menos 15 disparos (5 golpes en la componente vertical, 5 en la componente horizontal derecha y 5 en la componente horizontal izquierda). Durante el trabajo se monitoreó la calidad de los registros y cuando se observó una señal con alto contenido de ruido, no se incluyó en la base de datos y se repitió el registro.

La finalidad de obtener por lo menos 5 registros de buena calidad por componente es con el objetivo de realizar el apilado de las señales registradas y mejorar el registro sísmico por nivel. Con el procedimiento de apilado, se elimina las amplitudes incoherentes y se resalta la amplitud coherente (primer arribo).

El procesado de los datos incluyó los siguientes pasos:

- Visualización de los registros de cada disparo por componente
- Apilado de los registros por componente
- Análisis y diseño del filtro a aplicar
- Rotación horizontal de los registros de onda S
- Visualización de los registros polarizados de onda S para facilitar el picado del primer arribo.
- Visualización de los registros de Onda P y picado del primer arribo
- Cálculo de la velocidad de intervalo de Onda S
- Cálculo de la velocidad de Onda P

Como ya se comentó, la adquisición de datos de Downhole se realiza con sensores de pozo multi-componentes que se conforman de sensores triaxiales ortogonales entre sí, generalmente llamados V, H1 y H2. La componente V corresponde a la componente vertical y está orientada en el eje más largo de la herramienta, mientras que las componentes H1 y H2 son componentes horizontales rotadas 45° entre ellos y se encuentran orientadas perpendiculares al eje más largo de la herramienta.

Durante la adquisición de datos la herramienta tiende a rotarse continuamente respecto al eje vertical a medida que desciende dentro del pozo, por lo que los datos no presentarán el mismo sistema de coordenadas. Para que los datos mantengan el mismo sistema de referencia se requiere rotarlos horizontalmente. La idea es simular que la componente horizontal H1 se encuentra en dirección de la propagación de la onda (en dirección a la fuente) para obtener el máximo desplazamiento de la partícula.

A cada nivel de profundidad se realiza un análisis de polarización de la señal en el plano horizontal. El ángulo de polarización  $\theta$  se calcula con la siguiente relación:

$$\cos \theta = \frac{\langle H1, H2 \rangle}{\|H1\| \|H2\|} \quad (\text{B.10})$$

donde  $\langle H1, H2 \rangle$  es el producto interno de dos vectores, y  $\|H1\| \|H2\|$  el producto de la norma de ambos vectores. El propósito de determinar el ángulo de incidencia al sistema coordinado es: rotar el sistema de tal manera que la componente H1 sea paralela a la dirección de propagación y la componente H2 sea ortogonal a H1. Para rotar el sistema de coordenadas, una vez que se calculó el ángulo, cada una de las trazas correspondientes a H1 y H2 se somete a una matriz de rotación.

La rotación del sistema coordinado se realiza con las siguientes ecuaciones:

$$H1(t) = H1_i \cos \theta + H2_i \sin \theta \quad (\text{B.11})$$

$$H2(t) = H2_i \cos \theta + H1_i \sin \theta \quad (\text{B.12})$$

Luego de rotado horizontalmente el sistema, el plano fuente-receptor quedará representado por las componentes H1 y V, donde H1 contiene la mayor cantidad de energía (mayor amplitud), mientras que la componente H2 que se encuentra perpendicular a este, contiene la mínima energía (menor amplitud); ahora las componentes H1 y H2 serán conocidas como Radial y Transversal, respectivamente.

**Estimación de onda cortante S.** Como parte del control de calidad que realizamos durante el procesado de los registros sísmicos se fueron graficando los registros de la siguiente manera: en el eje de las abscisas la profundidad y en el eje de las ordenadas el tiempo. Lo anterior se aplicó para cada componente. La Figura B.9 es el resultado del apilado de la fuente Derecha. La Figura B.10 muestra el apilado de los registros identificados como fuente Izquierda.

El picado del primer arribo de onda S se realizó sobreponiendo los registros identificados con el nombre de Fuente derecha y fuente izquierda tal y como lo indica la norma para realización

de ensayos de sismica de un solo pozo, Figura B.11. Sobre esta imagen se realiza el picado del primer arribo en donde se da el cruce de amplitudes.

Se realizó el cálculo de la velocidad de intervalo, considerando que la trayectoria de la propagación de la onda se comporta de manera recta, en algunos materiales donde ocurren cambios abruptos de densidad o elasticidad, la trayectoria del rayo de la onda no se propaga de manera recta y se requiere procesar de manera diferente los datos obtenidos, para tal caso se hace uso de la ley de Snell que contempla la refracción.

En este caso se hizo un análisis de la trayectoria de rayo de la onda considerando datos reportados en los sondeos mecánicos y se hicieron reducciones mínimas del cálculo de la velocidad de intervalo.

La velocidad promedio de propagación de la onda de cortante para un intervalo de profundidad dado, asumiendo una trayectoria recta está dado por la siguiente ecuación:

$$V_s = (L_{R2} - L_{R1}) / (\Delta T_{R2-R1}) \quad (B.13)$$

donde:

$L_{R2}$	profundidad del receptor (posición 2)
$L_{R1}$	profundidad del receptor (posición 1)
$\Delta T_{R2-R1}$	Diferencia de tiempo de viaje de las ondas de cortante desde la fuente hasta la posición de los receptores 1 y 2

**Estimación de onda compresional P.** Al igual que en las componentes horizontales, se realizó el apilado de los registros obtenidos en la componente vertical, de donde se realizará el picado del primer arribo (Figura B.12). Para realizar el picado del primer arribo se maximizó la señal con ganancia individual entre trazas, se graficó en una ventana de tiempo entre 0 y 200 milisegundos.



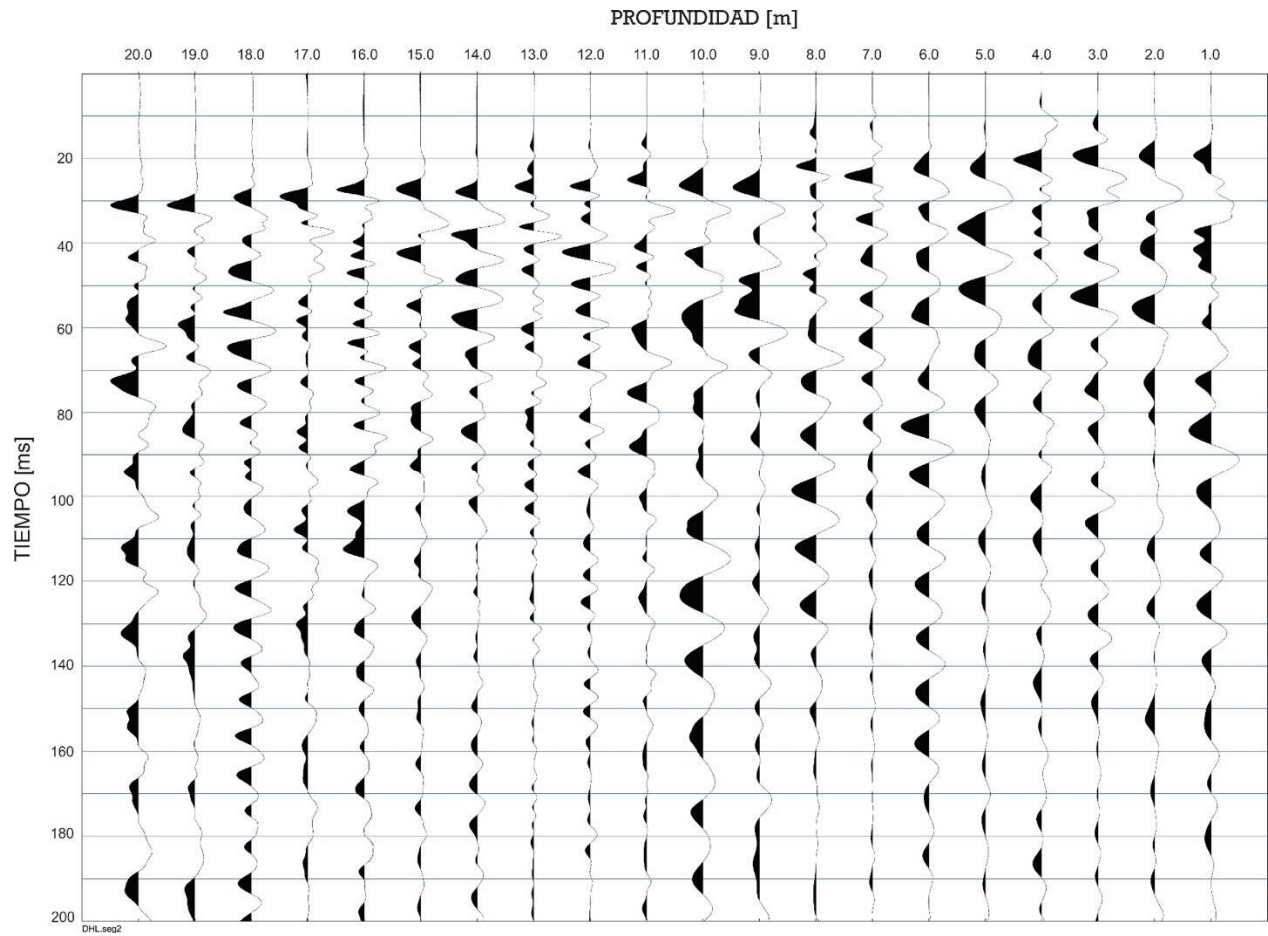


Figura B.9 Trazas sísmicas apiladas (Fuente derecha).

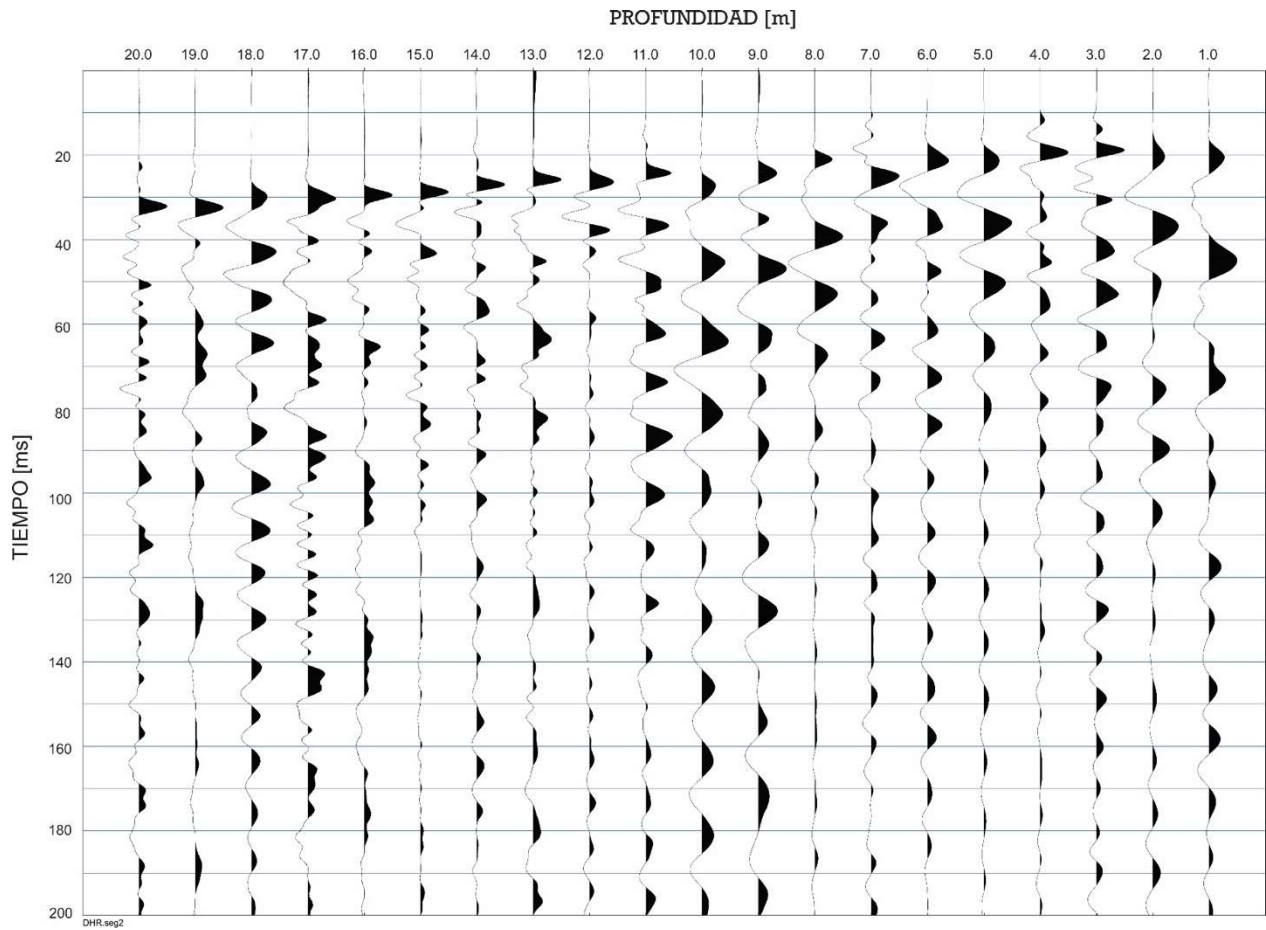


Figura B.10 Trazas sísmicas apiladas (Fuente izquierda).

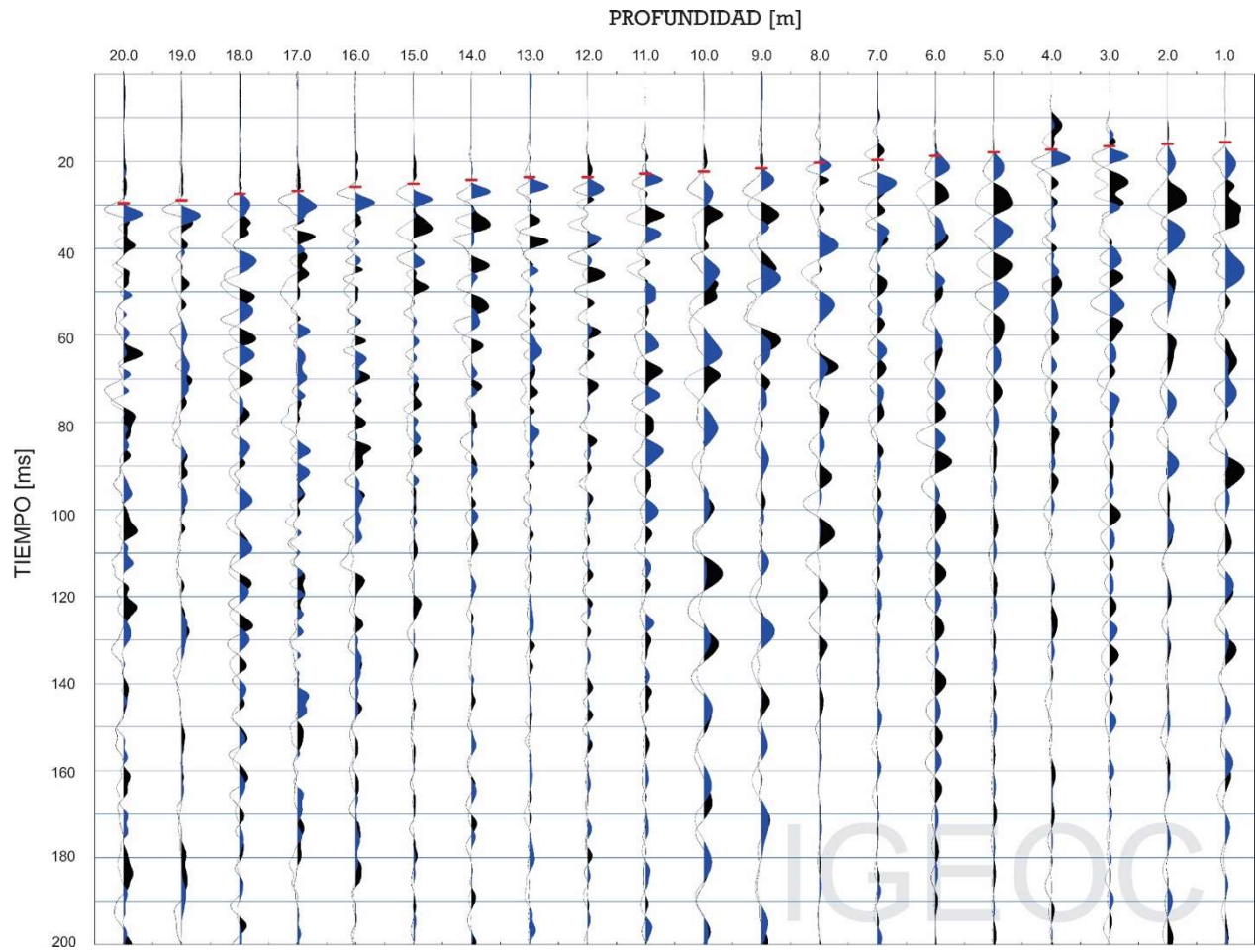


Figura B.11 Picado del primer arribo de la onda S (línea magenta).

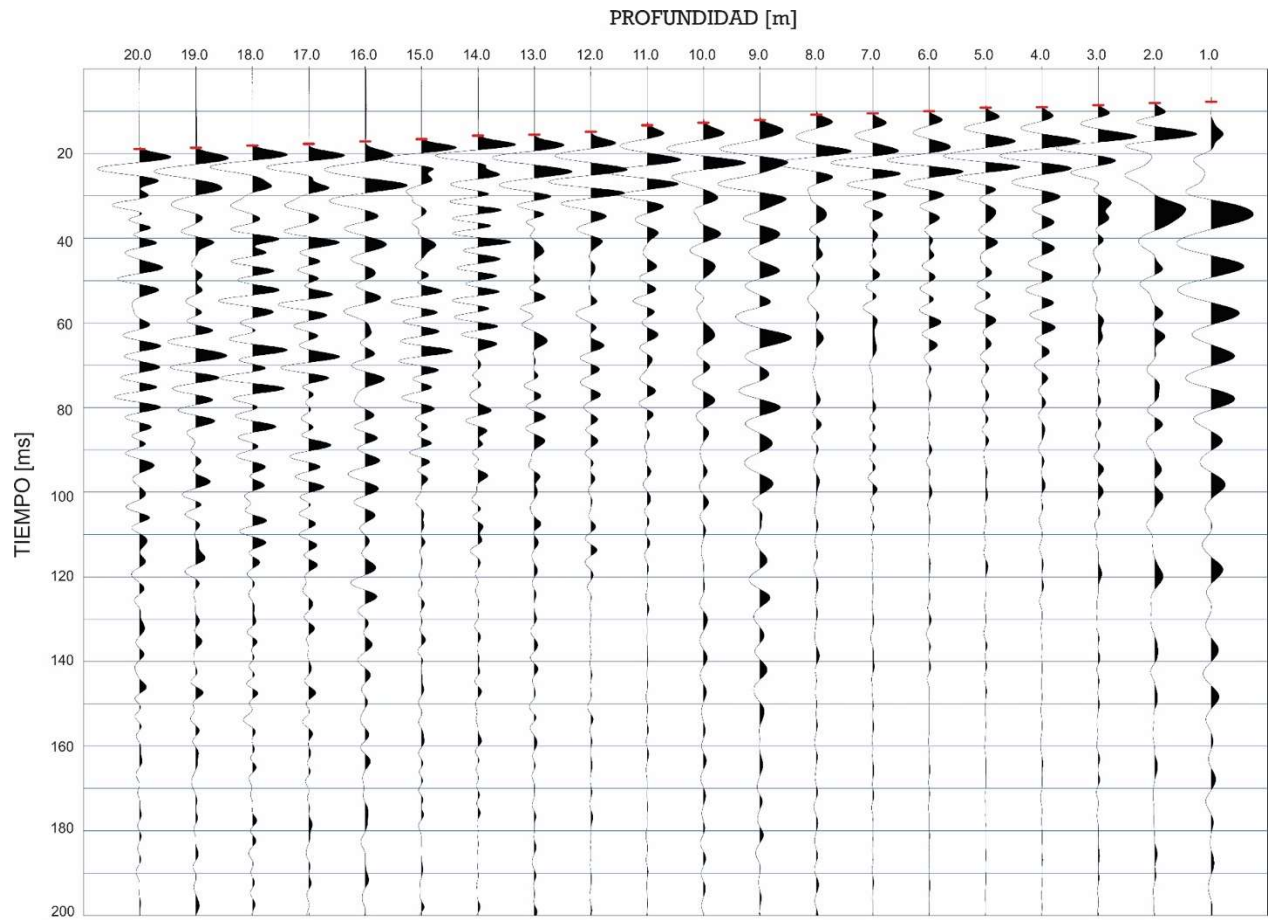


Figura B.12 Picado del primer arribo de la onda P

## Resultados

En la Tabla B.5 y Figura B.13 se presentan los resultados del sondeo de Down Hole.

Tabla B.5  
Resultados del  
sondeo Down Hole

Profundidad (m)	Velocidad de onda compresional (m/s)	Velocidad de onda cortante (m/s)
1	787.4	384
2	877.4	388
3	874	400
4	880.6	411
5	941.8	430
6	931.7	448
7	963.7	464
8	963.3	488
9	971.3	497
10	990.4	518
11	1009.3	545
12	966.8	564
13	978.4	596
14	1028.4	616
15	1034.1	640
16	1054.5	658
17	1076	670
18	1103.4	689
19	1128.2	699
20	1163.1	704

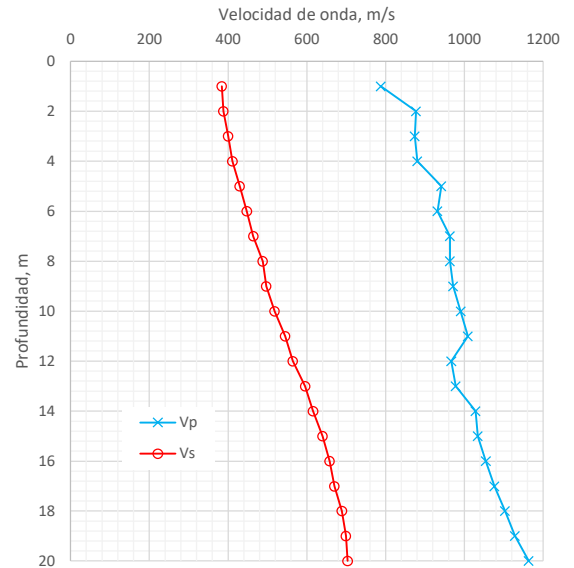


Figura B.13 Resultados del sondeo Down Hole.

## Anexo C. Construcción e instrumentación de pila de prueba con celda bidireccional

### C.1 Acero de refuerzo de la pila prueba

El armado de la pila de prueba se construyó con el método tradicional, que consiste en formar un esqueleto de acero base tanto longitudinal, como con corazones espaciados a todo lo largo, para posteriormente acomodar cada una de las varillas que conforman la totalidad de las varillas propuestas en el diseño. Se procuró contar con el porcentaje de acero mínimo permisible, para evitar las deformaciones excesivas en el momento del izaje; asimismo, el armado se optimizó para no generar ningún traslape innecesario y se utilizaron varillas completas.

La longitud del armado de la pila fue de 11.00 m, sin contar la altura de la celda bidireccional, considerando un uso futuro de la pila como elemento de reacción, se decidió prolongar el acero de refuerzo la misma altura de la celda para que el acero sobresalga y se utilice como parte de un sistema de anclaje para una prueba de carga convencional a futuro. Las características del armado de la pila se presentan en la siguiente Tabla:

Tabla C.1, Características de la pila de prueba en Sitio Delta

Diámetro, m	Long. Perf., m	Vol. Concreto, m <sup>3</sup>	Acero longitudinal	Calibre	Acero transversal	Calibre	Niveles de espaciamiento /colocación de separadores	Prof. nivel
0.80	11.00	6.6	8 varillas	# 6	8 varillas	# 3	3	2, 7 y 9 m

En la Figura C.1, se presenta un corte transversal, con el acero de refuerzo de la pila de prueba, y en la Figura C.2, se ilustra el armado de la misma.

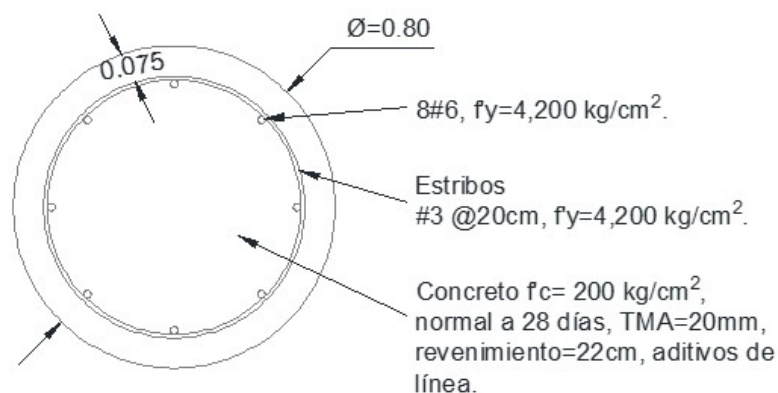


Figura C.1 Acero de refuerzo de la pila de prueba.





Figura C.2 Armado de la pila de prueba.

### C.2 Instalación de celda bidireccional

La instalación de la celda consiste en ajustar la celda en un extremo del armado de la pila con longitud de 11.00 m y de diámetro preparado para una pila de 80 cm de diámetro y 7.5 cm de recubrimiento; en la Figura C.3, se observa este proceso.



Figura C.3 Instalación de celda bidireccional en pila de prueba.

### C.3 Instalación de instrumentos en las placas superior e inferior de la celda

Los instrumentos para medir el desplazamiento colocados en las placas superior e inferior, se colocan de forma diametralmente opuesta, con la finalidad de tener mediciones redundantes. Los instrumentos están formados por varillas roscadas de acero galvanizado con diámetro de  $\frac{1}{4}$ " unidas mediante coples de diámetro  $\frac{1}{4}$ " y éstos a su vez unidos con puntos de soldadura. Los instrumentos se protegen con tubos de PVC hidráulico de diámetro  $\frac{3}{4}$ ", acoplados en diferentes secciones con coples de PVC; en la Figura C.4, se presenta la unión de los instrumentos a las placas.





Figura C.4 Acoplamiento de instrumentos para las placas inferior y superior.

#### C.4 Instalación de *tell-tales* y conexiones hidráulicas

Los *tell-tales* son deformímetros a profundidad colocados a lo largo de la pila de cimentación y constituyen de placas de acero, soldadas al acero de refuerzo de la pila en las secciones que se requieran. A esta placa, a su vez, se realiza la conexión de una barra roscada de acero galvanizado de diámetro  $\frac{1}{4}$ " unida mediante coples; las barras se protegen con tubos de PVC hidráulico de diámetro  $\frac{3}{4}$ "; en la Figura C.5 se muestran los niveles de instrumentación.

Se buscó asegurar la correcta conexión del cilindro de la celda bidireccional, a sí como asegurar una eficiente protección de todos los componentes, incluyendo las mangueras de alta resistencia. En la Figura C.6, se muestran los componentes hidráulicos y sus conexiones, así como la protección de los mismos. En la Figura C.7, se muestra la pila de prueba, con los niveles de instrumentación.

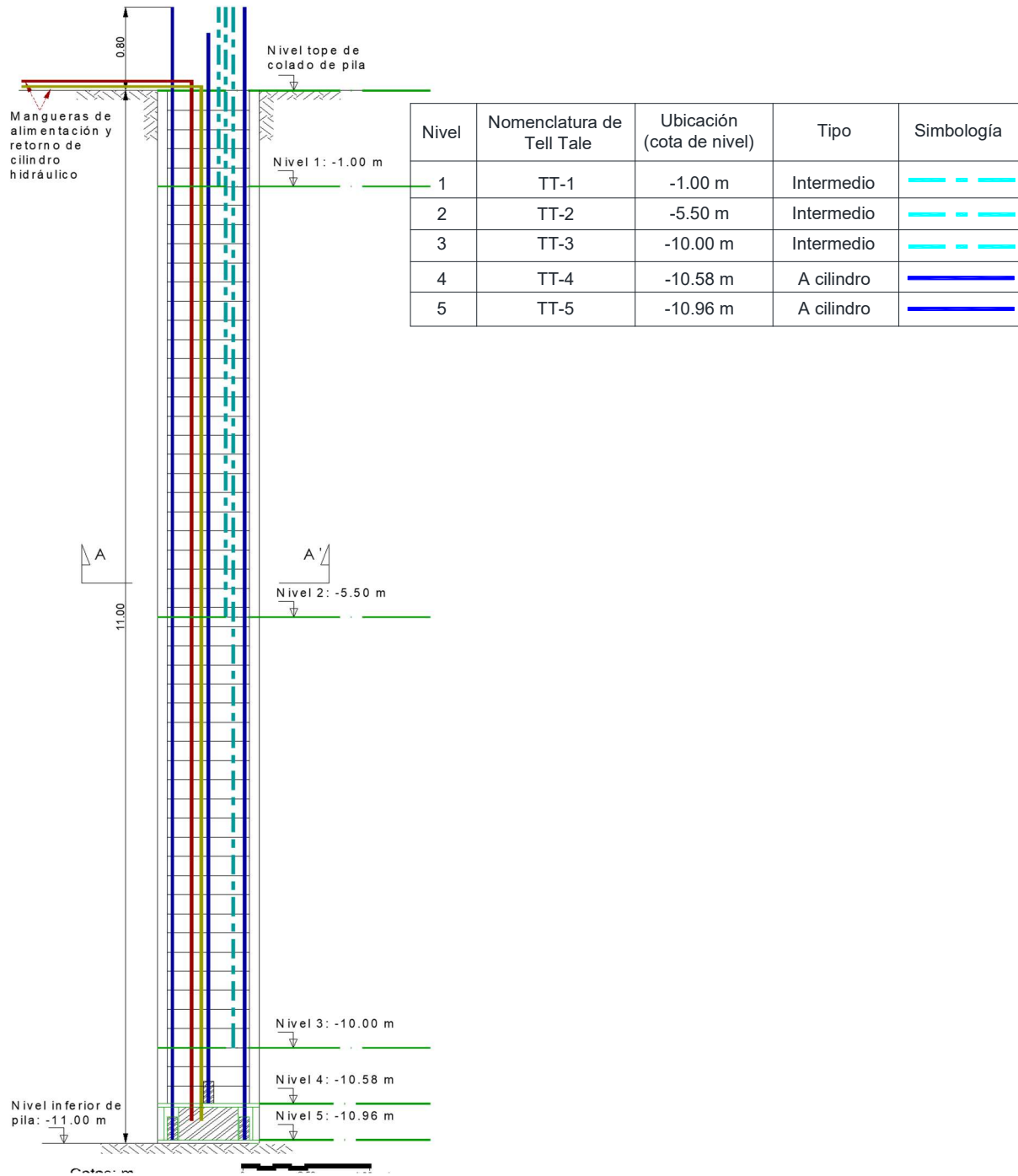


Figura C.5 Niveles de instrumentación en la pila de prueba.



Figura C.6 Componentes hidráulicos en pila de prueba.

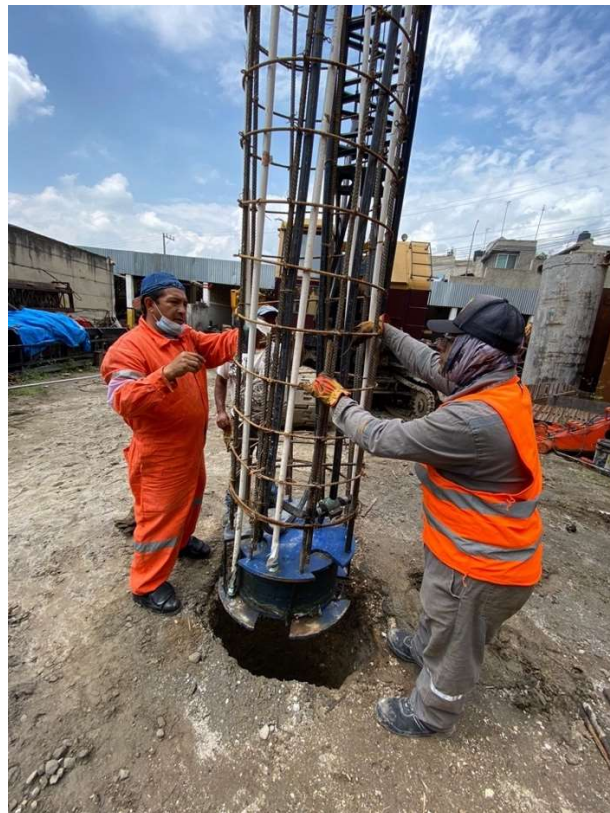
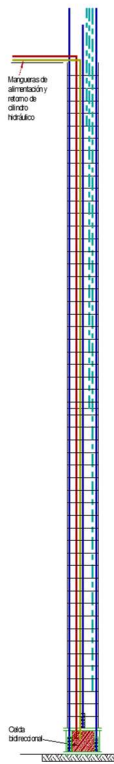


Figura C.7 Pila de prueba instrumentada.



### C.5 Perforación de pila de prueba

La perforación de la pila de prueba se realizó con el “método seco” (Paniagua, 2017b), con una perforadora marca Soilmec de barretón, montada sobre camión; inicialmente se perforó con una broca de ataque cónico del diámetro requerido, y una vez alcanzada la profundidad de 11.00 m, se comprobó la longitud mediante una sonda introducida en la perforación. Al final, se realizó una limpieza del fondo de la perforación con un bote; en la Figura C.8, se muestra la perforación de la pila y el tipo de material obtenido durante la misma.



a) Perforación con broca



b) Limpieza con bote

Figura C.8 Proceso de perforación de pila de prueba.

### C.6 Izaje y colocación de acero de refuerzo y celda bidireccional

Para el izaje de la pila se diseñó un procedimiento que permitiera colocar el acero de forma vertical, sin afectarlo por las deformaciones generadas por el izaje, para lo cual se determinaron los puntos de izaje necesarios para tal maniobra, un punto a considerar fue la punta de la pila, donde está localizada la celda bidireccional, ya que le adiciona peso al armado que por sí solo es esbelto y no muy pesado; en la Figura C.9, se muestra el método de izaje realizado, y se observa que fue mínima la flexión generada.

El izaje se llevó a cabo con una grúa principal y una grúa auxiliar que llevaron el armado hasta el punto de colocación dentro de la perforación; en la Figura C.10, se presenta la colocación del armado dentro de la perforación.



Figura C.9 Izaje de armadura de acero de refuerzo.



Figura C.10 Colocación de acero de refuerzo en perforación.



## C.7 Colocación de concreto en pila de prueba

Para la construcción de la pila de prueba, se utilizó concreto premezclado, con las características mostradas en la Tabla C.2. La colocación de concreto en la pila de prueba se realizó con el método *tremie* (Paniagua, 2017b).

Tabla C.2 Características del concreto premezclado

Resistencia, kg/cm <sup>2</sup>	Tipo/clase	Edad, días	TMA, pulg.	Revenimiento, cm
200	II-B	28/normal	20	18-22

En la Figura C.11, se muestra el ensamble de la tubería *tremie* utilizada para la colocación del concreto.



Figura C.11 Tubería *tremie* para la colocación de concreto de pila de prueba.

Se realizó un ensayo del revenimiento de la mezcla de concreto y se obtuvieron especímenes de concreto, para posteriormente ser ensayados a los 3, 7, 15 y 28 días; en la Figura C.12, se muestra la realización de dicho muestreo al concreto. Una vez realizadas estas pruebas, se procedió a realizar el vaciado de la mezcla dentro de la pila, el cual llevó aproximadamente 45 min con una velocidad continua de descarga.

Una vez colocado el concreto se procedió a retirar la totalidad de tubería Tremie y nivelar la superficie de la pila, como se muestra en la Figura C.13.





Figura C.12 Prueba de revenimiento y toma de especímenes para ensaye del concreto.



a) Vaciado de concreto desde camión revolvedora.



b) Rebosamiento del concreto dentro de la pila



c) Retiro de tubería tremie



d) Acabado final de pila

Figura C.13 Colocación de concreto premezclado.

## Anexo D. Fabricación de celda bidireccional

Se tomó como inspiración el concepto de celda de precarga para pilas, utilizada por Bolognesi y Moretto (1973), que se muestra en la Figura D.1. Esta celda se utilizó en la cimentación de dos puentes que cruzan el Río Paraná, y consta de una canasta formada con placas, conteniendo arena gruesa, que se colocó en la base de las pilas de cimentación. Posterior al colado de las pilas, la celda se inyectó con lechada de agua-cemento, hasta una presión de 10,000 kN/m<sup>2</sup>. Se conoce que este procedimiento se ha retomado últimamente en proyectos similares (Marinucci *et al.*, 2021).

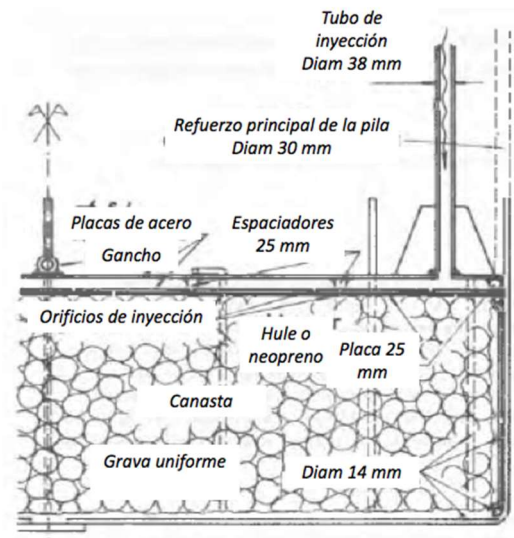


Figura D.1 Celda de precarga en pilas, adaptado de Bolognesi y Moretto (1973).

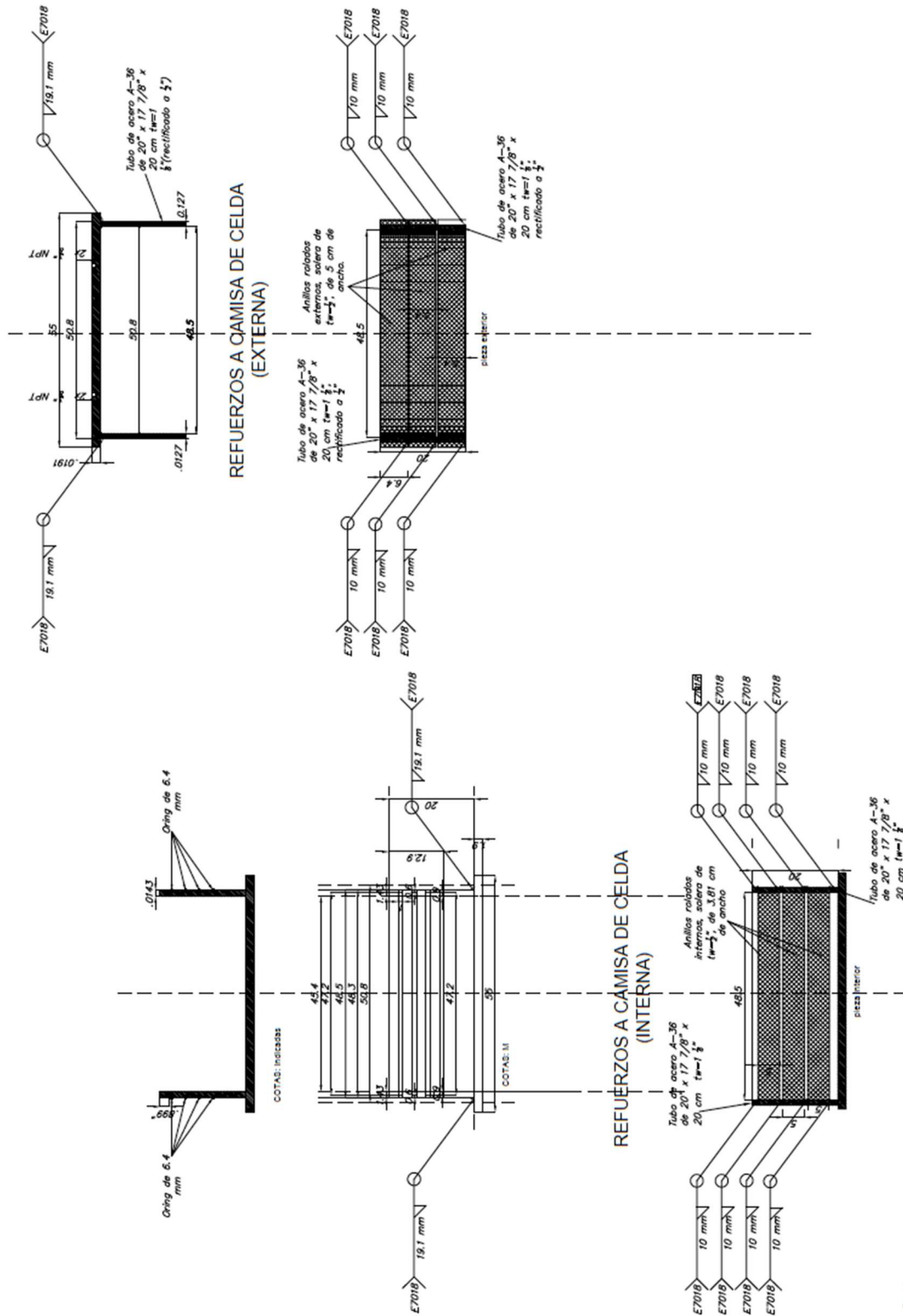
Se diseñó una celda bidireccional, con capacidad de 350 t de carga, y una extensión de 15 cm, que consta de dos partes: un cilindro interior y otro exterior. El esquema de la celda se presenta en la Figura D.2; se advierte que al cilindro interior se le colocaron tres aro-sellos, para evitar la fuga de aceite hidráulico durante la operación.

La celda se diseñó utilizando acero tipo A36, y el espesor de las paredes de los cilindros interior y exterior se definieron utilizando la ec. D.1.

$$P = \frac{2tf_a}{D} \quad (D.1)$$

donde

P	presión actuante en la celda
t	espesor de la pared
f <sub>a</sub>	esfuerzo admisible del material de la celda (0.5*2,530= 1,265 kg/cm <sup>2</sup> )
D	diámetro exterior de la celda



Camisa externa

Camisa interna

Figura D.2 Esquema de celda bidireccional de 350 t y 15 cm. Acotaciones en mm.



El interior de la celda se llena con aceite hidráulico, que se somete a presión, desde la superficie, utilizando una bomba, para la extensión de la celda, con las presiones mostradas en la Tabla D.1

Tabla D.1 Dimensiones y presiones máximas en la celda bidireccional

Celda	Diámetro exterior cm	Espesor pared cm	Presión máx kg/cm <sup>2</sup>	Presión máx PSI
Interior	51.16	2.70	133	1891
Exterior	51.04	2.54	126	1792

En la Figura D.3 se presentan imágenes de la celda en proceso de armado.



Figura D.3 Aspectos del ensamble de la celda bidireccional.

En la Figura D.4 se muestra la calibración de la celda bidireccional, utilizando un marco rígido y una celda de carga previamente calibrada. En la Figura D.5 se presenta la gráfica de calibración de una de las celdas bidireccionales.



Figura D.4 Marco de calibración de celda bidireccional.

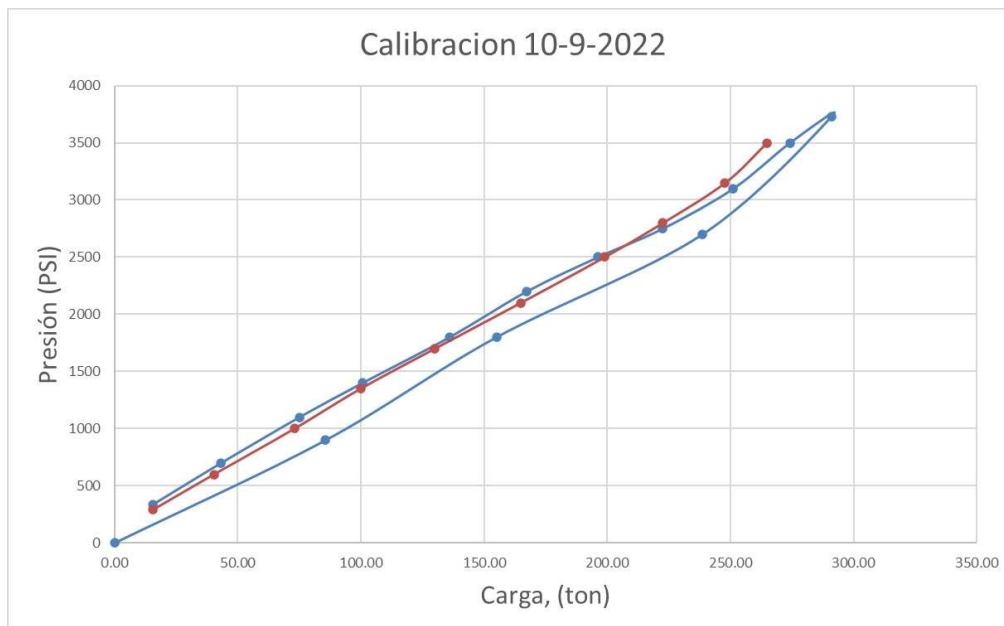


Figura D.5 Gráfica de calibración de celda bidireccional.

**Ensamble de celda bidireccional.** Para dar forma a la celda bidireccional, se requirió colocar dos placas base y tapa, de 70 cm de diámetro con muescas, para permitir el paso del concreto hasta el fondo de la perforación y de la instrumentación colocada en la placa inferior y las conexiones hidráulicas, como se presenta en la Figura D.6.



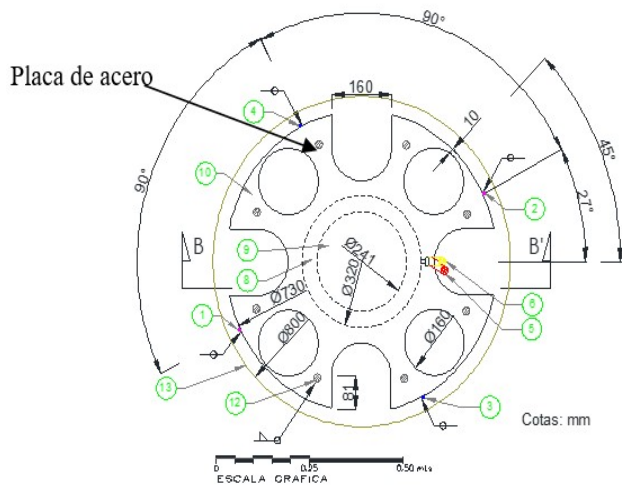


Figura D.6 Placas para dar forma a celda bidireccional.

**Ensaye geotérmico.** Como parte de otra investigación, relacionada con el comportamiento de pilas de energía, se dejaron mangueras para la ejecución de un ensaye tipo TRT (Thermal Response Test) en el cuerpo de la pila, como se muestra en la Figura D.7. En la Figura D.8 se presenta el plano de ubicación y desarrollo de las mangueras en la pila de prueba.



Figura D.7 Mangueras para ensaye tipo TRT, en la cabeza de la pila.



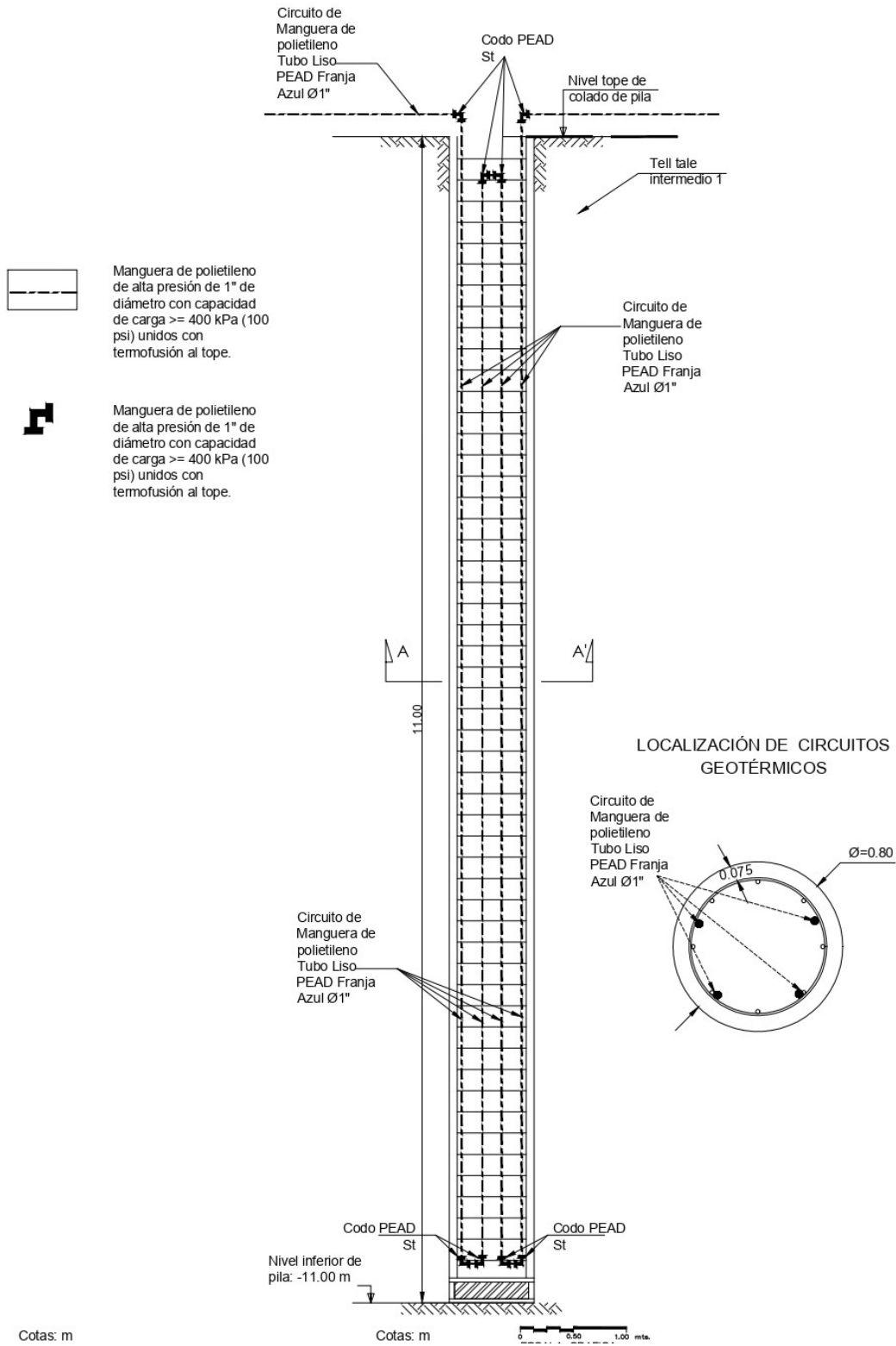


Figura D.8 Ubicación de mangueras para ensaye TRT, en pila de prueba.

## **Anexo E. Propuesta de metodología para pruebas de carga bidireccionales**

### **E.1 Introducción**

Los métodos de prueba descritos en este apartado miden el desplazamiento axial de un solo elemento de cimentación profunda cuando está cargado en compresión axial estática, utilizando una celda de carga bidireccional, embebida en el elemento de cimentación. Estos métodos se aplican a todos los cimientos profundos, y se aplican de manera similar a los pilotes hincados, pilas coladas en el lugar, o *barrettes*, independientemente de su método de instalación. La metodología está basada en la norma ASTM (2018), complementada con la experiencia derivada de esta investigación.

Se proporcionan los requisitos mínimos para las pruebas en cimentaciones profundas bajo carga de compresión axial estática bidireccional. Se recomienda que en los planos y especificaciones se proporcionen los requisitos adicionales y procedimientos necesarios para satisfacer los objetivos de un determinado programa de prueba.

### **E.2 Documentos de referencia**

ASTM D8169/D8169M-18 (2018), "Standard Test Methods for Deep Foundations Under Bidirectional Static Axial Compressive Load", American Society of Testing Materials, Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA, p. 12.

Ibarra E. y Rangel J.L. (2017) "Pruebas de carga", capítulo 9 de *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (2017). Gaceta Oficial de la Ciudad de México. Vigésima Época, 15 de diciembre de 2007, No. 220-Bis.

Paniagua, W.I. (2017) "Procedimientos constructivos", capítulo 5 de *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

### **E.3 Planeación**

Se sugiere seguir los pasos mostrados en la Figura E.1. Al determinar la posición óptima de la celda, se buscará minimizar la diferencia entre la capacidad desarrollada durante la prueba, por punta y por fricción, con el fin de disminuir, en lo posible, la extrapolación de cualquiera de las dos curvas carga-desplazamiento, como se indicó en las Figuras 3.20 y 3.21.

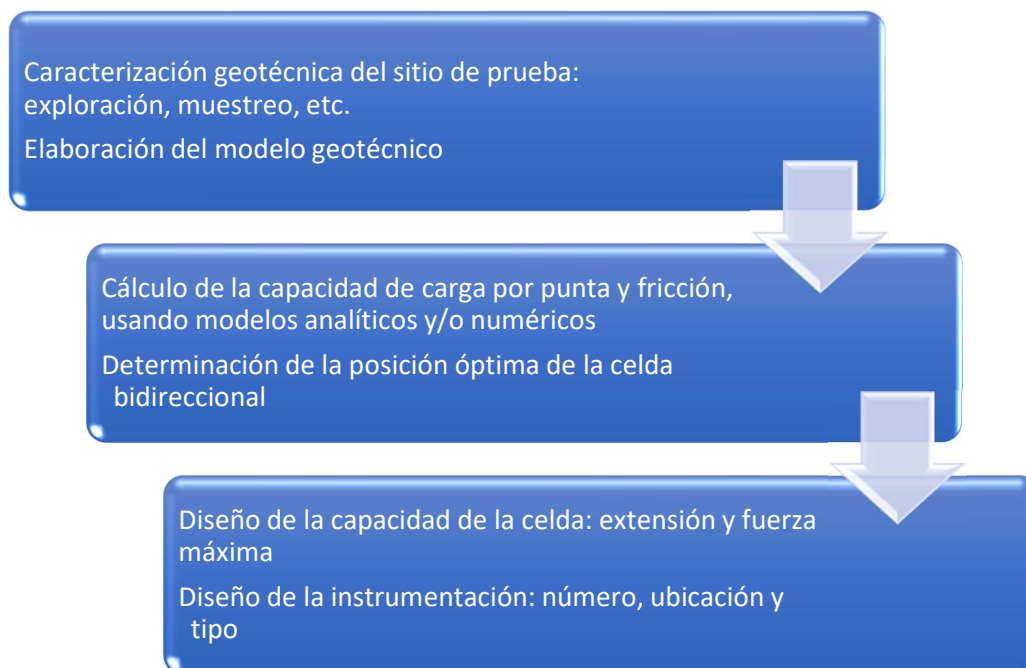


Figura E.1 Proceso de planeación de una prueba de carga bidireccional.

Se buscará que las pruebas de carga reproduzcan las condiciones de instalación y trabajo a las que se someterá el elemento por ensayar. Se presentará un documento que refleje la planeación de las pruebas de carga, que incluirá por lo menos:

- i. Los objetivos de las pruebas de carga, pudiendo ser: ingeniería de valor, validación del diseño o del procedimiento constructivo, control o aseguramiento de calidad u otro (Ibarra y Rangel, 2017).
- ii. Ubicación de los sitios de prueba.
- iii. Información geotécnica disponible, relacionada con el diseño de la pila o pilote por ensayar.
- iv. Tipo de prueba de carga, procedimiento y programa de cargas, incluyendo carga máxima.
- v. Sistema de aplicación y medición de carga, así como calibración de los instrumentos de medición.
- vi. Programa de instrumentación, indicando el tipo, ubicación y calibración de los instrumentos.
- vii. Se especificará si se ensayarán elementos de prueba, o definitivos.
- viii. El criterio de suspensión de prueba, ya sea con carga máxima, o desplazamiento máximo.

Este documento será avalado por el asesor geotécnico del proyecto. El elemento de prueba se instalará en las mismas condiciones y utilizando el mismo procedimiento constructivo de los elementos definitivos; si se hace una sola prueba, se ubicará en el sitio con las condiciones geotécnicas más desfavorables.

La Figura E.2 muestra un esquema típico de una celda de carga bidireccional colocado dentro de una pila de prueba, en preparación para un ensayo de carga bidireccional de compresión axial. La línea resultante de la fuerza del conjunto de la celda debe coincidir con el eje central del elemento de cimentación. Durante la presurización inicial de la celda, se formará un plano de fractura a través del concreto que rodea el montaje de la celda, y el refuerzo de la pila y la instrumentación no debe impedir la posterior expansión del conjunto, después de que se produzca la fractura. Diferentes tipos de cimientos profundos requieren diferentes métodos de instalación de la celda. La profundidad de instalación de la celda y de la instrumentación de la prueba debe tener una precisión de 25 mm, o menos, con respecto a un punto fijo, cerca de la parte superior de la pila, que debe permanecer accesible después de completar la instalación del pilote.

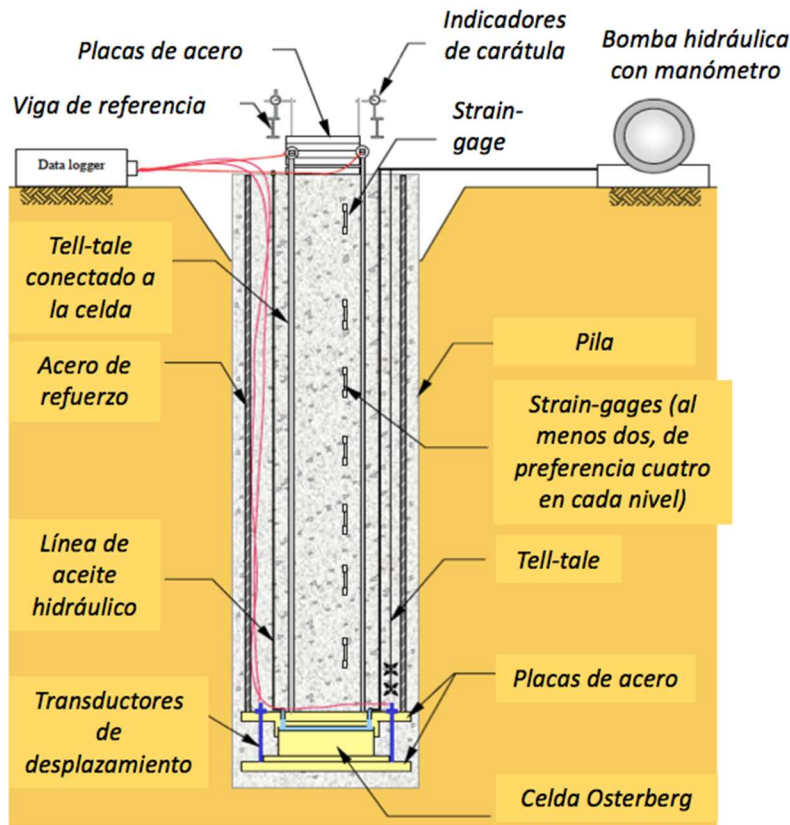


Figura E.2 Esquema de prueba de carga con celda bidireccional.

Debe asegurarse que la celda tenga la capacidad para movilizar la capacidad de carga de la pila, tanto en punta como en fricción. Las pruebas realizadas para la optimización del diseño deben movilizar completamente el capacidad de compresión axial, cuando sea posible.

Dependiendo del procedimiento constructivo (Paniagua, 2017), se derivan diferentes recomendaciones para la instalación de la celda:

**Pilas sin desplazamiento.** Se colocará la celda en la ubicación deseada dentro de la pila antes de vaciar el concreto. Se puede utilizar acero de refuerzo, o un marco de soporte similar, con dispositivos centralizadores, para mantener la ubicación y orientación del conjunto durante colocación de concreto (Figuras 3.2 y 3.7). Se recomienda utilizar una mezcla de concreto fluida, colocándolo a una velocidad lenta y constante, y proporcionando un espacio adecuado alrededor de la celda para evitar restringir el flujo de concreto y evitar atrapar cualquier sedimento. Si la expansión de la celda no es suficiente para comprimir los sedimentos y movilizar el suelo, éstos deben retirarse del fondo de la pila antes de colocar el concreto. La celda debe colocarse, como mínimo, a una distancia de la mitad del diámetro de la pila, desde el fondo, para colocar concreto o inyectar lechada agua-cemento por debajo. Si la celda se encuentra dentro del cuerpo de la pila, la celda deberá permitir el acceso a la colocación de concreto por debajo de ésta. Se deberá determinar y/o documentar si algún elemento del proceso de construcción puede tener efecto en los resultados de la prueba, o los supuestos del diseño. Dado que el tamaño y forma de la pila puede influir en las mediciones y en los resultados, es recomendable realizar medidas directas o indirectas del tamaño y forma de la pila, como pruebas con sonda ecográfica, o pruebas de integridad.

**Pilas de hélice continua, pilas de desplazamiento.** La celda deberá estar unida al acero de refuerzo, o un marco de soporte similar, con dispositivos centralizadores para evitar dañar la celda o alterar el tamaño y la forma de la pila (Figura 3.4), así como para proporcionar un mínimo espacio libre entre la celda y las paredes laterales de la perforación, el menor de 75 mm u 8 veces el diámetro del agregado grueso.

**Pilote de desplazamiento.** Para pilotes hincados a golpes o con presión, o atornillados, la celda se suele instalar durante la fabricación del pilote, y después se instala según los procedimientos normales (Figuras 3.3, 3.5 y 3.6). Alternativamente, si estos pilotes tienen un hueco central de longitud completa (por ejemplo, tubos, cilindros, etc.), se puede perforar por dentro del pilote, después de la instalación, y la celda se puede instalar como se describió para las pilas sin desplazamiento.

Se recomienda utilizar una sola celda, cuando sea posible. Si se utiliza un conjunto de celdas, se deberán diseñar para cargar la pila simétricamente, respecto de su eje vertical, usando celdas de manufactura, modelo y capacidad similar, y cada celda tendrá suministro de presión con mangueras independientes.

Se sugiere instalar un mínimo de dos mangueras hidráulicas (entrada y retorno), desde la parte superior de la pila hasta la celda, para confirmar el flujo hidráulico en cada celda, y aislar potenciales fugas de presión durante la prueba. Alternativamente, las celdas se pueden conectar en paralelo utilizando una variedad. Para limitar posibles fugas, las mangueras o tuberías no debe incluir accesorios o conexiones innecesarias dentro de la pila. Cada manguera o tubo debe estar claramente marcado en cada gato, a ambos lados de cualquier conexión, y en la parte superior de la pila para identificar el conector conectado a éste.

Se sugiere instalar un mínimo de dos tubos para ventilar el ubicación en la que la celda hará que la pila se rompa durante la prueba de carga. Para las pilas de producción, se pueden usar

los tubos de ventilación para la inyección posterior a la prueba, del plano de fractura creado en el pila por la celda expandida. Las mangueras hidráulicas o las tuberías instaladas para cada celda se pueden usar para inyectar la celda expandida el expandido, utilizando una lechada agua-cemento fluida, de alta resistencia y que no se contraiga después del fraguado.

Una vez terminado el proceso de construcción, se procederá a cortar la cabeza de la pila de prueba o construir un cabezal de concreto reforzado, para permitir la colocación, uso y operación de los equipos de prueba e instrumentación.

#### **E.4 Aparatos y preparación para aplicar y medir cargas**

Para la prueba de carga bidireccional, la carga máxima aplicada por la celda será la mitad de la carga de prueba máxima especificada. La capacidad nominal de la celda deberá exceder la carga máxima prevista en al menos un 10 %. El pistón de cada celda bidireccional deberá tener un recorrido mínimo de 150 mm. Cada celda tendrá una gráfica de calibración de presión vs fuerza, que muestre una linealidad, con un diferencia máxima menor o igual al 2 % de la carga máximo, hasta por lo menos 100 mm de expansión. La celda deberá mantener su calibración de presión versus fuerza, y linealidad de carga, hasta una inclinación de 1 grado de su eje. Por seguridad, la celda se debe presurizar utilizando un fluido hidráulico, como aceite, agua o ambos.

Se recomienda ensamblar la celda entre dos placas de acero como apoyo, o con refuerzos equivalentes, según sea necesario, para distribuir la carga de la celda uniformemente sobre la sección transversal de la pila (Figura 3.14). Una carga distribuida adecuadamente, producirá una distribución transversal uniforme de la carga axial a no más de dos diámetros de pilotes por encima y debajo del conjunto.

Se sugiere soldar o bloquear la celda de carga, para que permanezca cerrada durante la manipulación y la instalación en la pila. Las soldadura estará diseñadas de modo tal, que pueda ser separada completamente (sin resistencia a la expansión) antes de la prueba, o para que para no ofrezcan resistencia después de una expansión de 1 mm o menos. Cuando se coloca como una parte integral del acero refuerzo en una pila, la celda y su conexión al refuerzo de acero se deben diseñar para soportar con seguridad los esfuerzos de manipulación y colocación.

Las celdas bidireccionales que se abrirán dentro del suelo, especialmente cuando se instalen en un pilote hincado, pueden incluir una placa alrededor del perímetro del pilote que cubre la abertura entre el placas de carga para minimizar la perturbación del suelo circundante durante la instalación y las pruebas (Figura 3.3).

Se deberá medir la presión en la celda utilizando manómetros o sensores con un rango mayor o igual a la presión nominal la celda, y que proporcionen al menos dos medidas de la presión en la celda durante la prueba, incluida la presión aplicada en la(s) línea(s) hidráulica(s) de entrada y la presión en la(s) línea(s) de retorno. Los manómetros y sensores de presión deben tener graduaciones mínimas menores o iguales al 1 % de la presión máxima anticipada.



Cuando la máxima carga de prueba supere los 4500 kN, se recomienda instalar instrumentación dentro del cuerpo de la pila. Esta instrumentación puede consistir en barras testigo (*tell-tales*, Figura 2.12), deformímetros (Figuras 2.10 y 2.11) o celdas de carga de sacrificio (Figura 2.14). Estos instrumentos se pueden colocar en elevaciones estratigráficas determinadas, para evaluar la carga en la pila, así como para calcular la transferencia de carga a lo largo de la longitud de la pila.

## **E.5 Aparatos y preparación para medir movimientos y deformaciones**

### *a) General*

Como mínimo, se deberá medir el movimiento de la parte superior de la pila (como se describe en el apartado E.6.b) y el movimiento de la parte superior e inferior de la celda como se describe en (como se describe en el apartado E.6.c). También se pueden realizar mediciones directas del desplazamiento de la punta de la pila, la compresión del pilote por encima o por debajo de la celda, o la deformación de a lo largo de la pila, para ayudar a interpretar y verificar el comportamiento de la pila. Cuando la celda se encuentra a más de 1 m por encima del fondo de la pila, se deberá medir el movimiento del fondo del pilote como se describe en el apartado E.6.d.

La convención de signos será: el movimiento ascendente del pilote como positivo y descendente movimiento como negativo; la compresión del pilote como positivo y la expansión como negativo; expansión de la celda como positiva y cierre como negativa.

Los marcos o vigas de referencia, deberán tener soportes firmemente empotrados en el suelo, a una distancia de la pila de prueba de al menos cinco veces el diámetro de la pila pero no menos de 2.5 m. Dependiendo del tamaño y altura de la parte superior del pilote, se colocará una sola viga de referencia a través de la parte superior de la pila, o dos vigas de referencia paralelas, una a cada lado de la pila de prueba. Las vigas de referencia deben tener la resistencia adecuada, rigidez y arriostramiento transversal, para proporcionar un soporte estable durante la prueba, y minimizar las vibraciones que puedan afectar las mediciones del movimiento de la pila. Un extremo de cada viga tendrá libertad de movimiento a lo largo de su eje, a medida que cambia la longitud del marco por las variaciones de temperatura. Se recomienda instalar una lona o similar, para evitar la luz solar directa y que la lluvia afecte los sistemas de medición y referencia.

Los indicadores de carátula y los indicadores electrónicos de desplazamiento deberán estar en buenas condiciones de funcionamiento. Los vástagos de los indicadores se apoyarán en una superficie suave y lisa, perpendicular a la dirección de recorrido del vástago, como una pequeña placa de vidrio lubricada pegada en el lugar de medición (Figura 2.7). Los indicadores utilizados para medir los movimientos de pilotes deberán tener un recorrido mínimo de 100 mm, y graduaciones con un mínimo de 0.1 mm o menos.

Podrán utilizarse niveles topográficos ópticos, láser o digitales para mediciones redundantes del movimiento axial superior del pilote (Figura 3.35), y para verificar los movimientos de referencia. Estos niveles tendrán una precisión de 3 mm a 30 m o mejor, y debe ser autonivelante (automático). Los objetivos, detectores o bastones utilizados con estos los

niveles tendrán una longitud no menor de 150 mm, y graduaciones mínimas de 0.5 mm o menos. Las varillas topográficas tendrán graduaciones mínimas de 1 mm o menos. Para pilas de prueba con un diámetro de 1.8 m o más, se instalará un mínimo de dos de estos pares en cada elevación, como verificación de las medidas promedio, idealmente con un par ortogonal a la otra.

Se identificará y marcará cada indicador de desplazamiento, escala, objetivo, detector, personal y punto de referencia utilizados durante la prueba con números de referencia o letras claramente visibles para el personal que ejecuta la prueba (Figura 6.6).

*b) Movimientos de la cabeza de la pila*

Las pruebas de carga incluirán mediciones del movimiento axial de la parte superior de la pila de prueba, con respecto a un referencia en o por encima de la superficie del suelo. Estas medidas incluirán un sistema de medición primario y al menos un sistema secundario redundante. Los sistemas primario y secundario pueden ser idénticos, siempre que sean completamente redundantes.

Puede utilizarse un nivel topográfico digital como un sistema primario o secundario, para medir los desplazamientos de la parte superior de la pila, si las lecturas se pueden registrar automáticamente y se muestran al menos cada 60 segundos. Se localizará un solo punto en el eje de la cabeza de la pila, o dos puntos de medición ubicados axisimétricamente. El nivel se montará en un trípode topográfico u otro objeto con una elevación fija (por ejemplo, una pila o pilote hincado) fuera del área de influencia de la prueba y con un banco de nivel estable ubicado fuera del área de prueba inmediata. El nivel puede también puede montarse directamente encima del pilote de prueba con un estable punto de medición y un punto de referencia ubicado fuera del área de prueba.

Los indicadores de desplazamiento podrán usarse como un sistema primario o secundario para medir movimiento axial de la parte superior de la pila, con respecto a una o más vigas de referencia. El (los) vástago(s) indicador(es) deberá(n) estar orientado(s) paralelo(s) al eje de pila. Se puede montar un solo indicador en una referencia viga para medir el movimiento axial en el centro del pilote de prueba. De lo contrario, los indicadores se montarán en la(s) viga(s) de referencia, en pares para soportar la parte superior del pilote en ejes opuestos simétricos puntos.

*c) Movimientos de la celda de carga bidireccional*

Se podrán medir los movimientos de la parte superior e inferior de la celda utilizando *tell-tales* o una combinación de *tell-tales* e indicadores electrónicos de desplazamiento, instalados en la celda.

Los *tell-tales* medirán los respectivos movimientos de la parte superior e inferior de la celda bidireccional (Figuras 3.15 y 6.8) y estarán referidas a la parte superior de la pila o a un sistema de referencia.

## E.6 Procedimiento

Las pruebas de carga no deberán realizarse hasta que se haya alcanzado la resistencia deseada en los materiales del elemento por ensayar, además de la disipación del exceso de presión de poro generado durante la instalación. En suelos arcillosos, el tiempo de espera será de al menos 30 días. Para evitar problemas de fluencia (*creep*) y la posible falla estructural de la pila de prueba, es necesario que el concreto adquiera la resistencia y la rigidez adecuadas antes de la prueba de carga. Se sugiere que antes de la prueba, el concreto alcance al menos el 85 % de la resistencia de diseño, lo que normalmente requiere una semana o más después de la colocación.

La celda bidireccional se usará para aplicar carga a la pila de prueba, siguiendo uno de los procedimientos de carga descritos en este apartado. La carga de prueba resultante aplicada a la pila, es el doble de la carga medida en la celda (ya que se aplica en dos direcciones).

Se recomienda no exceder la capacidad estructural de la pila o de la celda, si es posible. Aunque no hay una preocupación por la seguridad, las propiedades de la pila pueden cambiar cerca de la carga de falla, y la prueba puede acortarse o los datos no ser confiables.

Durante la prueba, cada incremento de carga debe mantenerse constante dentro de una tolerancia igual a  $\pm 1$  % de la carga máxima prevista, durante todo el incremento o decremento de carga.

### Procedimientos de carga

**Procedimiento A: Prueba rápida.** Se aplicarán al menos diez incrementos de carga iguales, y cada incremento no será superior al 5 % de la carga máxima de prueba. El cambio de carga de un incremento a otro no debe desviarse del programa, o de cualquier otro incremento precedente, en más del 5%. Inmediatamente después de la finalización de la lectura final en cada incremento de carga, se aplicará el siguiente incremento de carga de manera continua en 2 minutos. Si el movimiento que se produce por encima o por debajo de la celda de carga es significativo, el tiempo de carga puede extenderse, para aplicar el incremento de carga a la parte opuesta de la pila. Se podrán agregar incrementos de carga hasta que se alcance la mitad de la carga de prueba máxima especificada, hasta alcanzar la máxima expansión o la capacidad de carga de la celda, o hasta observar una continua y progresiva expansión de la celda, sin un aumento apreciable en la presión.

Después de alcanzar la carga, se deberá mantener la carga constante durante un intervalo de tiempo de no menos de 4 minutos y no más de 16 minutos, utilizando el mismo intervalo de tiempo para todos los incrementos de carga a lo largo de la prueba. Se retirará la carga en cinco a diez decrementos aproximadamente iguales, manteniendo la carga constante durante un intervalo de tiempo de no menos de 4 minutos y no más de 16 minutos. Se utilizará el mismo intervalo de tiempo para todos los decrementos de descarga.

La prueba rápida proporciona un programa de carga eficiente, que requiere un análisis adicional, para determinar si los movimientos a largo plazo serán aceptables para fines de diseño.

**Procedimiento B: Prueba extendida (opcional).** Se aplicarán al menos diez incrementos de carga iguales, y cada incremento no podrá ser superior al 5 % de la carga de prueba máxima. El cambio de carga de un incremento a otro no debe desviarse del programa, o de cualquier otro incremento precedente, en más del 5%. Inmediatamente después de la finalización de la lectura final en cada incremento de carga, se aplicará el siguiente incremento de carga de manera continua en 2 minutos. Si el movimiento que se produce por encima o por debajo de la celda de carga es significativo, el tiempo de carga puede extenderse. Se podrán agregar incrementos de carga hasta que se alcance la mitad de la carga de prueba máxima especificada, hasta alcanzar la máxima expansión o la capacidad de carga de la celda, o hasta observar una continua y progresiva expansión de la celda, sin un aumento apreciable en la presión.

Después de alcanzar la carga, se mantendrá cada incremento hasta que la velocidad de movimiento axial (*creep*), tanto arriba como abajo debajo de la celda, sea de 0.25 mm/hora (Figura 2.3) o menos, y por un intervalo de tiempo de al menos 30 minutos, pero no más de 3 horas. El intervalo de tiempo mínimo entre mediciones, para determinar la velocidad de movimiento, se basará en los indicadores de desplazamiento, pero no debe ser menor de 10 minutos. Se retirará la carga en cinco a diez decrementos aproximadamente iguales, manteniendo la carga constante durante un intervalo de tiempo de no menos de 10 minutos y no más de 30 minutos. Se utilizará el mismo intervalo de tiempo para todos los decrementos de descarga.

La prueba extendida usa intervalos de carga más largos, para estimar mejor los movimientos previstos a largo plazo.

Para los intervalos de tiempo requeridos que se indican a continuación, para cada método de prueba, se registrará el tiempo, la presión aplicada, carga del conjunto de la celda, movimiento de la pila, expansión de la celda, compresión de la pila, deformación de la pila y movimiento para cada indicador de desplazamiento, escala o punto de referencia (en menos de 1 minuto para el Procedimiento A y lo más cerca posible de 1 minuto para el Procedimiento B). Se incluirán las lecturas iniciales, con carga cero, justo antes de comenzar la prueba. Se registrará y explicará claramente cualquier ajuste de campo hecho a la instrumentación o a los datos registrados durante la prueba junto, con verificaciones de fugas y otras observaciones.

Si es posible, se usará un sistema digital de registro de datos, para capturar y almacenar los datos de la prueba (Figura 2.9). Se recomienda que el colector de datos sea conectado a un sistema electrónico que muestre los resultados en tiempo real durante la prueba, además de una visualización gráfica.

Para el Procedimiento A: Prueba rápida, se registrará como mínimo, lecturas tomadas a 1, 2 y 4 minutos y cada duplicación sucesiva del intervalo de tiempo transcurrido en minutos, después de aplicar cada incremento o decremento de carga, hasta el duración del intervalo de carga. Se tomarán lecturas finales para cada carga incremento o decremento dentro de 1 minuto, antes de aplicar el siguiente incremento o decremento de carga. Se recomienda el uso de un colector automático de datos para las lecturas de prueba en intervalos de tiempo constantes y repetitivos de 60 segundos o menos.

Para el procedimiento B: Prueba extendida, se registrará, como mínimo, las lecturas de prueba tomadas en 1, 2, 5 y 10 minutos, y cada 10 minutos sucesivos, después de aplicar cada incremento o decremento de carga, hasta la duración del intervalo de carga. Se tomarán lecturas finales para cada carga incremento o decremento dentro de 1 minuto, antes de aplicar el siguiente incremento o decremento de carga. Se recomienda el uso de un colector automático de datos para las lecturas de prueba en intervalos de tiempo constantes y repetitivos de 60 segundos o menos.

Se hace notar que el movimiento medido entre lecturas, para un incremento de carga dada, proporciona una indicación del comportamiento de fluencia de la pila bajo la carga aplicada.

### **E.7 Reporte de la prueba de carga**

Se entregará un reporte de la prueba de carga, con por lo menos los datos siguientes (NTCDCC, 2017):

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba, con la información suficiente para la interpretación de la prueba
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación, incluyendo su registro de hincado o de construcción de pila o micropilote
- c) Descripción de los sistemas de reacción y de carga y del método de prueba, incluyendo el procedimiento de carga
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento de carga, así como carga-tiempo
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba
- g) Representación gráfica de la curva asentamientos-carga.

## **Anexo F. Distribución del esfuerzo cortante a lo largo de la pila**

### **F.1 Introducción**

De acuerdo con Tomlinson y Woodward (2015), cuando una pila se somete a una carga de compresión progresivamente creciente a una velocidad rápida o tasa de aplicación moderadamente rápida, la curva de carga-desplazamiento resultante es como se muestra en la Figura F.1. Inicialmente, el sistema suelo-pila se comporta elásticamente. Hay una relación lineal hasta algún punto A de la curva, y si la carga se libera en cualquier etapa hasta este punto, la cabeza de la pila regresará a su nivel original. Cuando se aumenta la carga más allá del punto A, hay fluencia en, o cerca de, la interfaz suelo-pila, y se produce desplazamiento hasta que se alcanza el punto B, cuando la fricción máxima de la pila haya sido movilizada. Si la carga se libera en esta etapa, la cabeza de la pila regresará hasta el punto C, siendo el desplazamiento permanente la distancia OC. El movimiento necesario para movilizar la fricción máxima es bastante pequeña, del orden del 0.3% al 1% del diámetro de la pila.

La resistencia de punta de la pila requiere un mayor movimiento hacia abajo para su total movilización, entre 10% y 20% del diámetro de la punta de la pila. Cuando la etapa de movilización de la resistencia de la punta se alcanza (punto D en la Figura F.1), la se desplaza hacia abajo sin un incremento de carga, o bien, pequeños aumentos de carga producen asentamientos cada vez más grandes.

Si se instalan instrumentos para medir la deformación en varios puntos a lo largo del eje de la pila, se pueden calcular los diagramas mostrados en la Figura F.2, que muestran la transferencia de carga desde la pila al suelo en cada etapa de carga mostrada en la Figura F.1. En el punto A, virtualmente la totalidad de la carga es por fricción, y hay poca o ninguna transferencia de carga a la punta de la pila (Figura F.2). Cuando la carga alcanza el punto B, la pila toma su carga máxima a la fricción y la punta del pilote soportará algo de carga. En el punto D, no hay aumento adicional en la carga transferida en la fricción, pero la carga base habrá alcanzado su valor final.

Esta situación es común, pero depende también de otros factores, como la relación entre la rigidez de la pila y el suelo, así como la rigidez relativa entre los diferentes estratos de suelo en los que se encuentre la pila.

### **F.2 Criterio de Zeevaert**

Zeevaert (1983) propone una distribución diferente de la transferencia de carga a lo largo de la pila, tomando en cuenta las siguientes hipótesis:

- Las pilas se consideran incompresibles, con respecto de la masa de suelo.
- El suelo en el fuste de la pila está trabajando bajo condiciones de resistencia al corte última.
- Los esfuerzos cortantes debidos a la acción elástica se consideran despreciables.



- Los cálculos de fricción (positiva o negativa) se realizan de acuerdo con lo estipulado en Zeevaert (1983).
- Los resultados del modelo de análisis de interacción mecánica pila-suelo tienen suficiente precisión para propósitos de ingeniería de cimentaciones. Sin embargo, deben entenderse sus limitaciones y se debe adoptar un factor de seguridad apropiado.

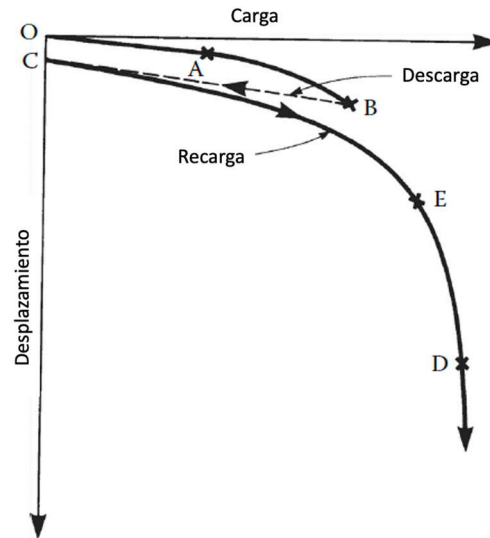


Fig. F.1 Curva carga-desplazamiento para carga de compresión, llevado a la falla en una pila. Modificado de Tomlinson and Woodward (2015).

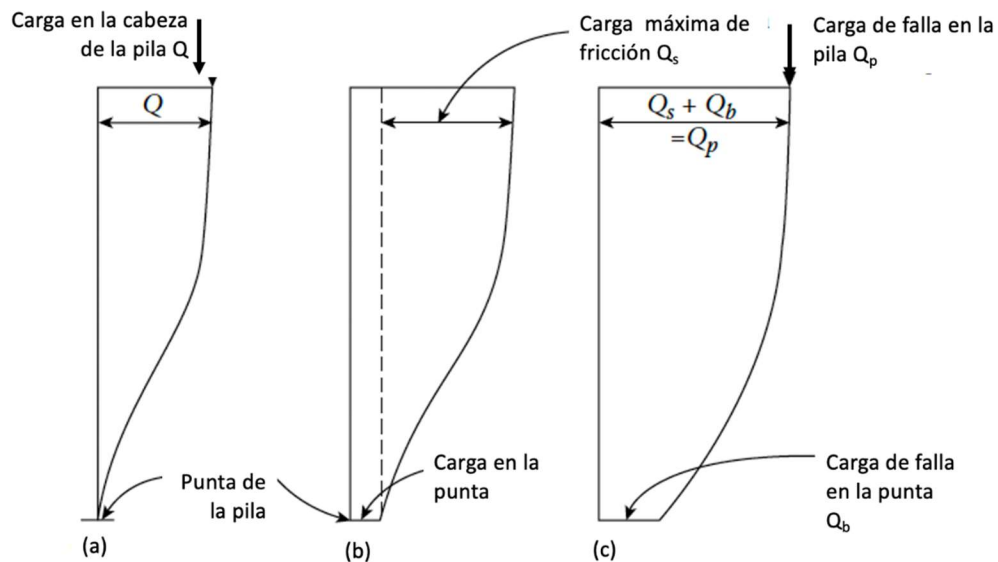


Fig. F.2 Transferencia de carga de la cabeza de la pila al fuste, en los puntos A, B y D de la curva carga-desplazamiento de la Figura F.1. (a) Carga en el fuste de la pila; (b) Carga máxima en el fuste; (c) Falla de la punta de la pila. Modificado de Tomlinson and Woodward (2015).

Tomando en cuenta estas hipótesis, la carga que se aplica en la cabeza de la pila es:

$$Q_d = Q_{pu} + (PF)_d \quad (F.1)$$

donde:

- $Q_d$  carga que toma la pila, desplantada a la profundidad  $d$
- $Q_{pu}$  carga por punta
- $(PF)_d$  carga de fricción, a la profundidad de desplante  $d$

La distribución de esfuerzo cortante, el incremento de los esfuerzos verticales efectivos en el suelo, y la distribución de la carga en la pila se muestran en las Figuras F.3 y F.4, para pilotes de fricción y pilotes con carga de fricción y punta, respectivamente. Se hace notar que el esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante  $\sigma_{od}$  se incrementa debido a la transferencia de carga de PF en la masa de suelo. Este efecto tiene la tendencia de incrementar la capacidad de carga por punta de la pila.

En el caso de pilotes de fricción (Figura F.3), la superficie del suelo permanece descargada, y la carga la toma el suelo desde la punta, hacia arriba. Nótese que en la porción superior del pilote ( $d-z_0$ ) el esfuerzo cortante no se moviliza, ya que los pilotes no están trabajando a su máxima capacidad; los esfuerzos elásticos desarrollados en esta sección se desprecian.

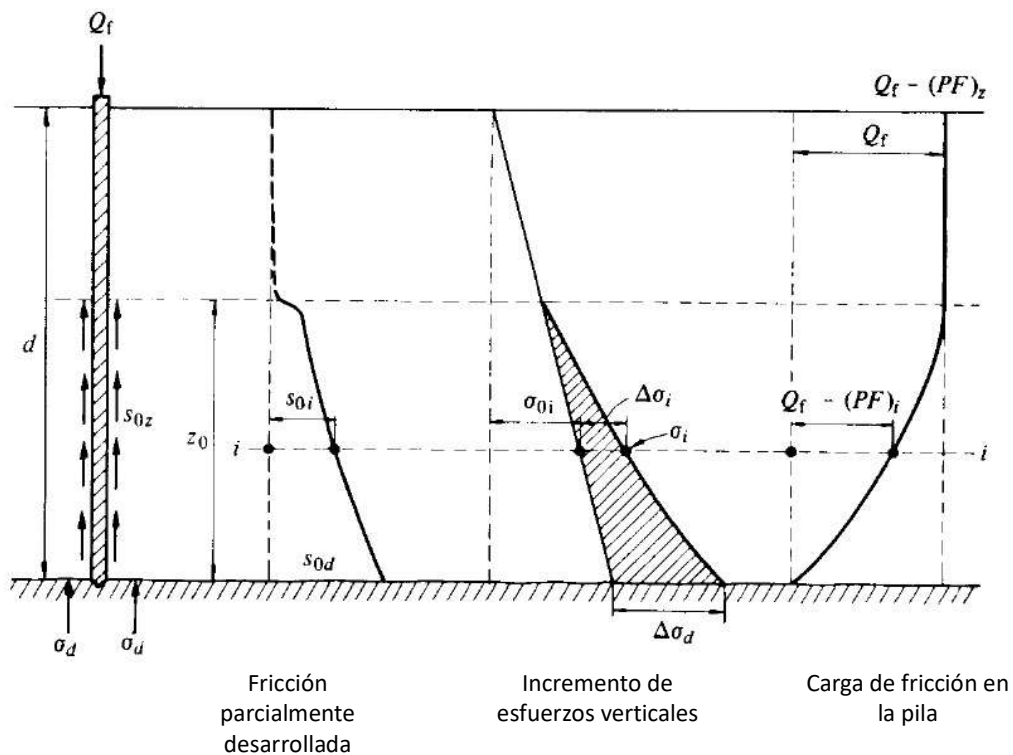


Fig. F.3 Distribución de carga, esfuerzos y esfuerzo cortante en la pila, para pilotes de fricción; adaptado de Zeevaert (1983).

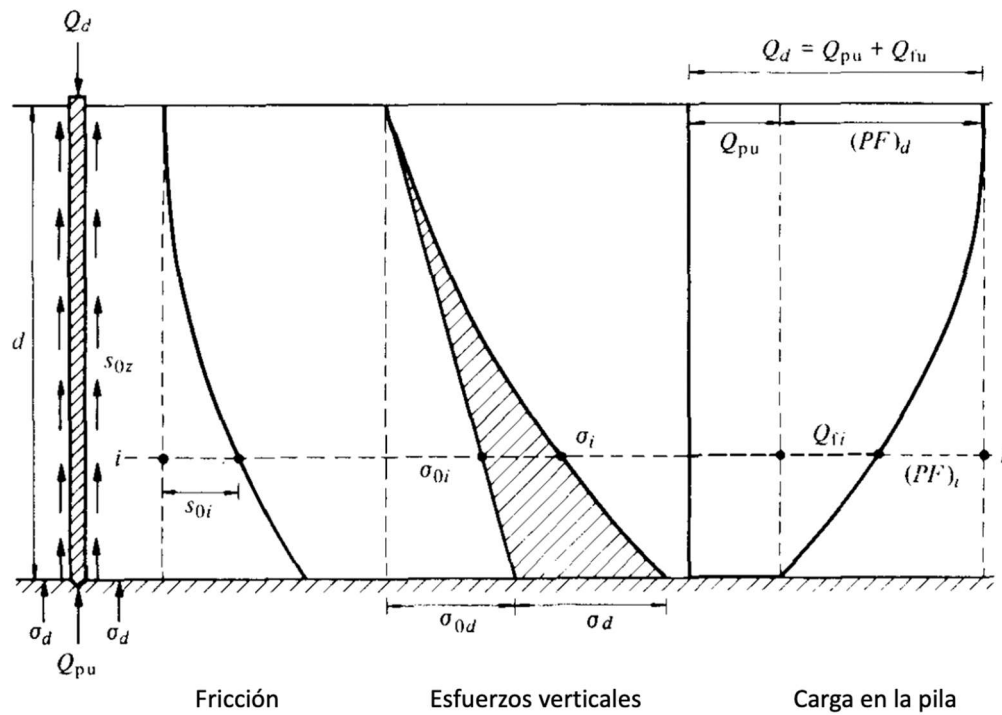


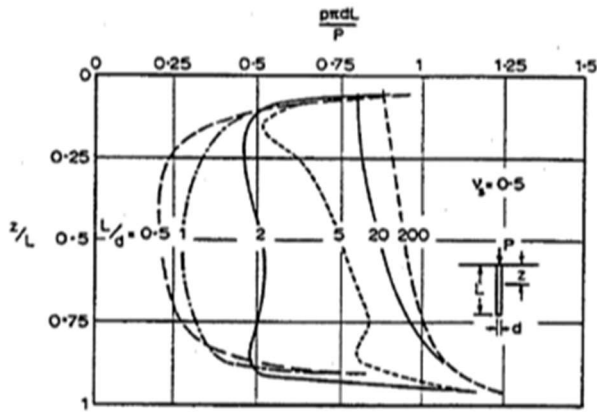
Fig. F.4 Distribución de carga, esfuerzos y esfuerzo cortante en la pila, para pilotes con carga de fricción y de punta; adaptado de Zeevaert (1983).

Este efecto fue reportado por Poulos and Davis (1974), para pilotes de fricción, dentro de un estrato de profundidad infinita, como se muestra en las Figuras F.6 y F.7. La compresibilidad de la pila está expresada mediante el factor de rigidez  $K$ :

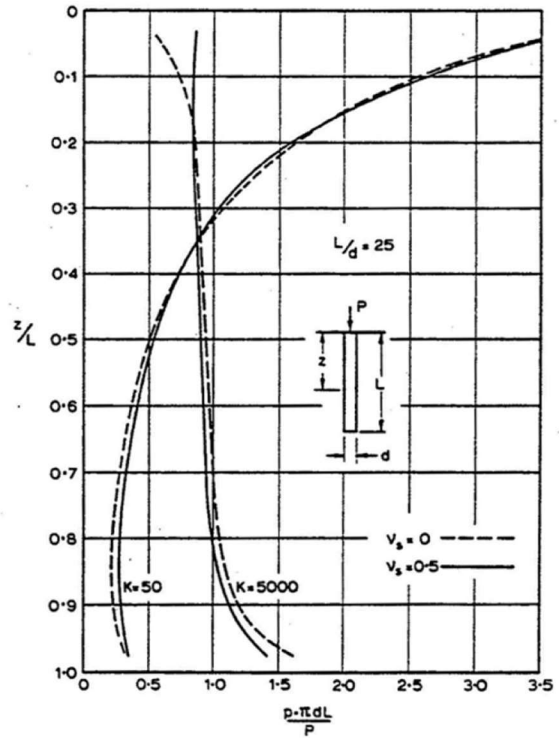
$$K = \frac{E_p}{E_s} A \quad (F.2)$$

donde:

- $E_p$     módulo de elasticidad de la pila
- $E_s$     módulo de elasticidad del suelo
- $A$      área transversal de la pila

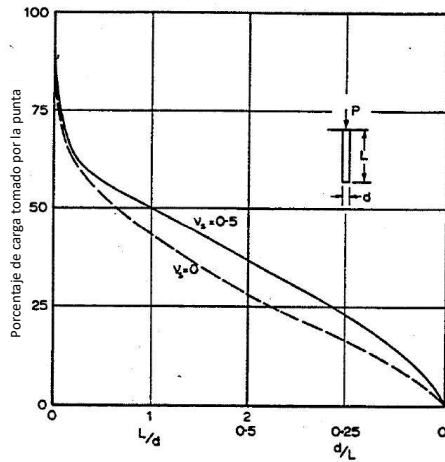


a) pila incompresible

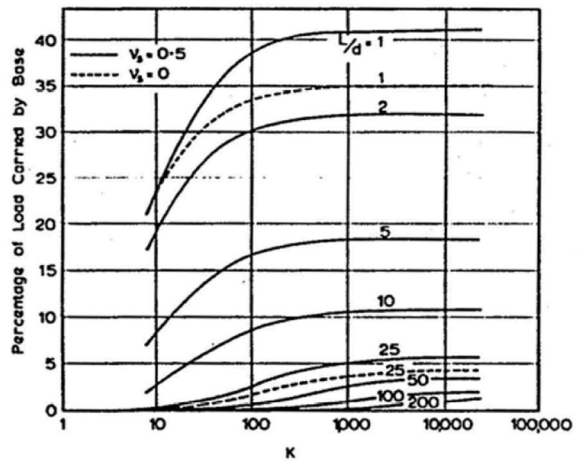


b) pila compresible

Fig. F.5 Distribución del esfuerzo cortante a lo largo de una pila, adaptado de Poulos y Davis (1973).



a) pila incompresible



b) pila compresible

Fig. F.6 Proporción de la carga aplicada transferida a la punta de una pila, adaptado de Poulos y Davis (1973).

### F.3 Modelado numérico

Utilizando los datos de la pila del capítulo 6, de 80 cm de diámetro y 11 m de longitud, construida en el Sitio Delta, se realizó un modelado numérico del desarrollo del esfuerzo cortante en la interfaz del suelo-pila, con las siguientes características:

- a) Utilizando los datos de suelo y características de la pila construida en el sitio.
- b) Utilizando los datos del suelo del sitio, con una pila de rigidez 10,000 mayor

Estas dos condiciones se muestran en la Figura F.7.

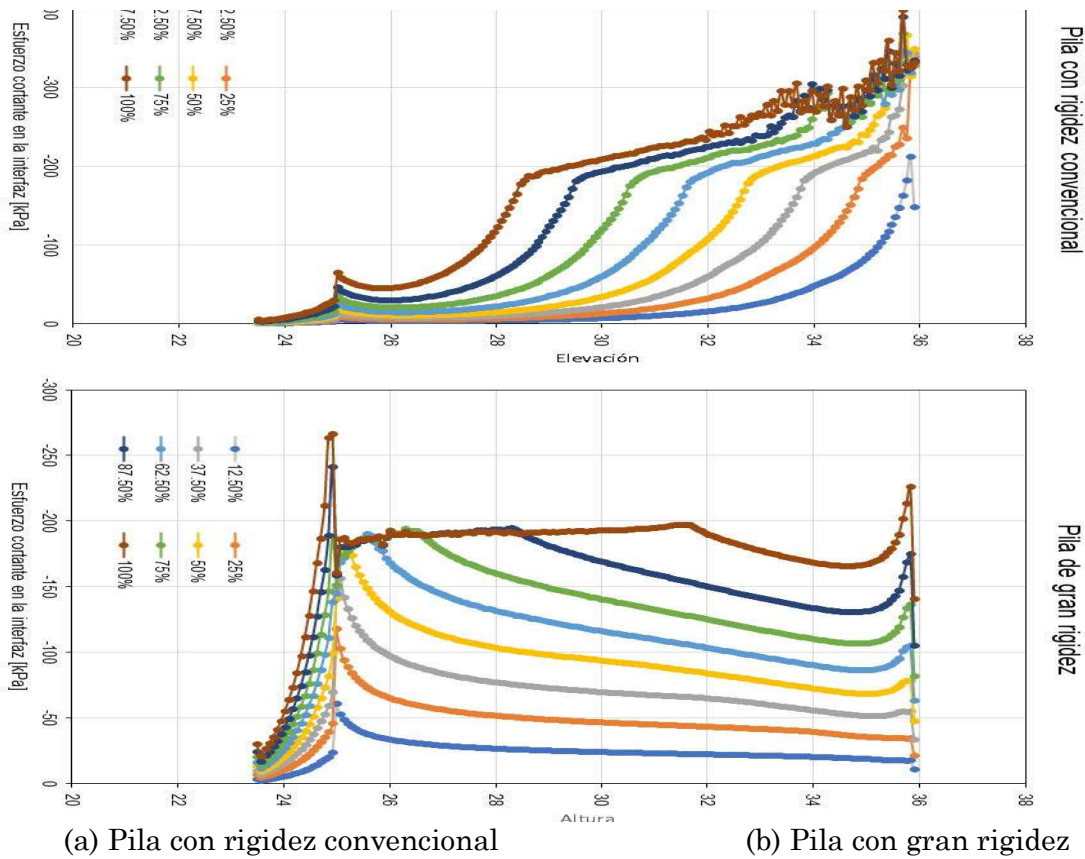


Fig. F.7 Curvas de transferencia de carga en la interfaz de la pila.

Se observa que las curvas correspondientes a la pila con gran rigidez se asemejan al criterio propuesto por Zeevaert (1983). Este efecto se presenta también en suelos blandos, donde la rigidez de la pila es mucho mayor a la del suelo; sin embargo, en este caso, el modelo con rigidez convencional es más parecido a los resultados de la prueba de carga.