



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

DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS EMPLEANDO PRESIÓMETRO

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

PRESENTA:
SERGIO GONZÁLEZ ESTRADA

TUTOR PRINCIPAL
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y
GEOMÁTICA - FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, DICIEMBRE 2022



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: (M.I. Deméneghi Colina Agustín)
Secretario: (Dr. Flores Castrellón Osvaldo)
1 er. Vocal: (Dr. Rivera Constantino Rigoberto)
2 do. Vocal: (M. en I. Zea Constantino Carmelino)
3 er. Vocal: (Dra. Ossa López Alexandra)

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

EDIFICIO DE POSGRADO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

FIRMA

DEDICATORIA

A mi madre Guadalupe González Estrada, quien me ha apoyado en todas las etapas de mi vida y ha sido mi principal ejemplo de vida y esfuerzo para lograr mis metas. Muchas gracias mamá.

A mi abuelo Julio González Rojas, nunca olvidaré tus palabras de aliento y tu apoyo incondicional, gracias por ser mi padre.

A Aurea Melissa Paniagua Díaz de la Vega, por haber estado a mi lado durante mis estudios de posgrado, haber creído en mí y llenarme de ánimos para hacer las cosas de la mejor manera.

A mi hermano y mi sobrino Raúl y Santiago, este es un ejemplo para que todos como familia sigamos adelante y nunca rendirnos.

AGRADECIMIENTOS

A la honorable Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), mi alma máter por darme la formación desde la preparatoria hasta mi posgrado.

Al Doctor Rigoberto Rivera Constantino, por el apoyo y el tiempo dedicado en la revisión de este trabajo. Un gran ser humano y una persona admirable.

A mis amigos de generación de posgrado, quienes me apoyaron y guiaron durante el desarrollo de este trabajo.

Índice

Resumen	1
Abstract	2
CAPITULO 1 INTRODUCCION	3
1.1.- Antecedentes	4
1.1.1.- Desarrollo	5
1.1.2. Tipos de presiómetro	7
1.1.3. Breve descripción de la prueba.....	9
1.2.- Rocas muestreadas	13
1.2.1. Definición	14
1.2.2.- Muestreo y pruebas	15
1.3.- Alcances	15
1.4.- Objetivo.....	16
1.5.- Desarrollo de la tesis.....	16
CAPITULO 2 TEORIA DE EXPANSION DE CAVIDADES	18
2.1.- Expansión de cavidades en un medio elástico	19
2.1.1.- Solución usando el desplazamiento como condición de frontera	19
2.1.2.- Solución usando el esfuerzo como condición de frontera	23
2.2.- Modelos plásticos – Análisis no drenado.....	24
2.3.- Modelos plásticos – Análisis drenado.....	29
2.3.1.- Solución para arenas.....	30
2.3.2.- Soluciones para rocas	34
CAPÍTULO 3 PRESIÓMETRO Y PARÁMETROS DE DISEÑO	39
3.1.- Presiómetro.....	39
3.1.1.- Elastómetro HQ con sonda modelo - 4180	39
3.1.2.- Equipo presiométrico	42
3.2.- Verificación previo al ensaye presiométrico.....	43
3.2.1.- Calibración por fuerza de reacción de la membrana	44
3.2.2.- Verificación de medición de radio	44
3.2.3.- Calibración por disminución de espesor de la membrana debido a la presión	45
3.2.4.- Calibración por disminución de espesor de la membrana debido a la expansión	46

3.3.- Preparación de la perforación para el ensayo presiométrico.	46
3.3.1.- Requisitos generales de la perforación	47
3.4.- Desarrollo de la prueba	48
3.5.- Parámetros presiométricos.....	51
3.5.1.- Modulo presiométrico (E_m) y módulo de rigidez al corte (G).....	51
3.5.2.- Presión Límite, presión límite neta y presión de fluencia.....	53
3.5.4.- Clasificación del material con ayuda del presiómetro.....	57
CAPITULO 4 DISEÑO DE CIMENTACIONES USANDO LOS RESULTADOS DE PRESIOMETRO	60
4.1.- Generalidades.....	60
4.1.1.- Capacidad de carga por punta.....	62
4.1.2.- Capacidad de carga por fricción lateral.....	65
4.1.3.- Calculo de asentamientos con presiómetro	66
4.2.- Zonas de estudio.....	69
4.2.1.- Localización.....	69
4.2.2.- Geología.....	70
4.2.3.- Mecánica de suelos	70
4.2.3.1.- Exploración.....	70
4.3.- Pruebas del presiómetro	73
4.3.1.- Zona I	73
4.3.2.- Zona II	76
4.3.3.- Parámetros presiométricos	80
4.3.3.1.- Modulo presiométrico (E_m) y de rigidez al corte (G)	80
4.3.3.2.- Presión de fluencia (p_f), presión limite (p_L) y presión limite neta (p_{L^*})	82
4.3.3.3.- Caracterización.....	84
4.4.- Criterio de diseño	94
4.4.1.- Capacidad de carga por punta.....	95
4.4.2.- Capacidad de carga por fricción	101
4.4.3.- Asentamiento.....	110
4.5.- Diseño geotécnico convencional	115
CAPITULO 5 CORRELACIONES	120
5.1.- Parámetros de deformación, modulo presiométrico	121
5.1.1.- Módulo de recarga, E_r vs E_m	122
5.1.2.- Módulo de elasticidad de Young, E vs E_m	125
5.1.3.- Modulo de elasticidad del macizo rocoso, E_{mr} vs E_m	132

5.1.4.- Rock Quality designation, RQD vs E_m	135
5.2.- Parámetros de resistencia, presión limite.....	137
5.2.1.- Presión limite p_L vs módulo de elasticidad E	137
5.2.2.- Presión de fluencia, p_y vs presión limite, p_L	140
5.2.3.- Presión limite vs RQD.....	141
5.2.4.- Cohesión usando p_L	143
5.2.5.- cociente E_m/p_L	145
5.3.- Parámetros dinámicos.....	149
CAPITULO 6 CONCLUSIONES	152
Referencias	154

Resumen

El diseño de cimentaciones alrededor del mundo tiene una extensa gama de soluciones para el cálculo de capacidad de carga y asentamientos, muchos de éstos se diseñan a través de pruebas obtenidas en laboratorio y en algunas ocasiones el uso de correlaciones a partir de pruebas de métodos de exploración y pruebas de campo.

Si bien las correlaciones pueden darnos resultados favorables, éstas aun no superan la confiabilidad de los resultados de laboratorio, es por ello que el uso de una prueba de campo como lo es el ensayo presiométrico es poco conocida. Si bien en México el manual de obras civiles de la CFE (2017) ya incluye al presiómetro como una forma para el diseño de cimentaciones, su empleo aun es limitado o desconocido.

Es por ello que en este trabajo de investigación se dará uso del ensayo presiométrico, dando a conocer sus virtudes no solamente para la obtención de parámetros que comúnmente son relacionados con otros de índole más conocidos y utilizados, sino también para el uso del diseño geotécnico de una cimentación profunda, empleando valores actualizados del Fascículo 62 de la norma francesa, propuestos por Bustamante, *et al.* (2009).

Lo anterior partiendo desde la descripción de la prueba, la descripción de los parámetros comunes del presiómetro (presión límite, p_L , módulo presiométrico, E_m), la caracterización del sitio donde se ejecutaron las pruebas del presiómetro, el cálculo de la capacidad de carga por punta y fricción lateral, los asentamientos y la obtención de nuevas correlaciones para rocas sedimentarias. Ya que el fin de toda investigación es enriquecer a la literatura y las correlaciones son un factor importante en el empleo del presiómetro.

Abstract

The design of foundations around the world has an extensive range of solutions for calculating load capacity and settlements, many of these are designed through tests obtained in the laboratory and sometimes the use of correlations from tests of methods of exploration and field tests.

Although the correlations can give us favorable results, they still do not exceed the reliability of the laboratory results, which is why the use of a field test such as the pressuremeter test is little known. Although in Mexico the Manual de obras civiles, CFE (2017) already includes the pressuremeter as a way to design foundations, its use is still limited or unknown.

That is why in this research work the pressuremeter test will be used, revealing its virtues not only for obtaining parameters that are commonly related to others of a better known and used nature, but also for the use of geotechnical design. of a deep foundation, using updated values from Fascisulo 62 of the French standard, proposed by Bustamante, *et al.* (2009).

This is based on the description of the test, the description of the common parameters of the pressuremeter (limit pressure, p_L , pressure modulus, E_m), the characterization of the site where the pressure gauge tests were performed, the calculation of the load capacity by tip and lateral friction, settlements and obtaining new correlations for sedimentary rocks. Since the purpose of all research is to enrich the literature and correlations are an important factor in the use of the pressuremeter.

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

Los diseños geotécnicos alrededor del mundo han dependido en su totalidad por los métodos de exploración y pruebas de laboratorio, con los cuales se espera obtener la correcta caracterización del material, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, así como también los parámetros de deformación, siendo estos últimos de gran importancia para determinar el comportamiento de dichos materiales en las distintas etapas de proyecto.

Algunas técnicas de exploración nos brindan un conocimiento cercano a los parámetros de resistencia y deformación del suelo, por medio de correlaciones, como lo es el caso del Sondeo de Penetración Estándar (SPT), que por medio del número de golpes se pueden determinar el ángulo de fricción interna o el módulo de Young, entre otros. También con ayuda de las muestras obtenidas en campo y llevadas a laboratorio se puede conocer los parámetros de esfuerzo-deformación de los materiales, como es el uso de pruebas triaxiales que nos arrojan parámetros de resistencia más precisos que las correlaciones antes mencionadas.

Las desventajas de la toma de muestras en campo es el grado de alteración, ya sea durante el proceso para adquirirla o al transportarla a laboratorio, lo que da como resultado que los valores obtenidos disten de la realidad, por el grado de alteración que han sufrido.

Por otro lado, existen técnicas de exploración que intentan garantizar que el estado natural del suelo se mantenga sin la necesidad de una toma de muestra directa del campo, esta prueba es denominada ensayo presiométrico.

El presiómetro, equipo con el que se lleva a cabo el ensayo presiométrico, es uno de los instrumentos más versátiles para la exploración geotécnica en campo. Este equipo es capaz de recopilar información de distintas clases de materiales, los cuales van desde suelos muy blandos hasta rocas blandas y de durezas medias (esto depende del equipo a empleado). Distintos parámetros pueden ser obtenidos con ayuda del presiómetro en los materiales geotécnicos, para muestra de ello se puede revisar las tablas 1.1 y 1.2, desarrolladas por Clarke (1995), anteriormente por Robertson (1986) y Wroth (1984).

Los parámetros más comúnmente obtenidos de las pruebas presiométricas son el módulo de rigidez al cortante (G), el cual a su vez puede ser relacionado con el módulo de Young o en este caso conocido como módulo presiométrico (E_m o E_{PTM}), la presión límite (p_L), la presión de fluencia (p_y), y el esfuerzo horizontal in situ (σ_H). Definir con precisión dichos parámetros puede llevar al correcto diseño de cimentaciones someras, cimentaciones

profundas, túneles, excavaciones y anclajes, así como también se cuentan con distintas teorías para el diseño de muros de contención. Por esta razón, es necesario dar a conocer los beneficios con los que cuenta el presiómetro como equipo de diseño, siendo el tema principal a desarrollar en esta tesis, el diseño de cimentaciones profundas.

1.1.- Antecedentes

El presiómetro consisten en una sonda cilíndrica con una membrana flexible, la cual es introducida en el suelo; posteriormente, la sonda se expande contra las paredes de la cavidad, midiendo de este modo el desplazamiento ocasionado por una presión aplicada (Figura 1.1). La información obtenida es una curva de esfuerzo – deformación, donde la presión aplicada (esfuerzo radial) es graficada contra una deformación circunferencial (Δ radio/radio inicial). El control de la deformación o de la presión aplicada dependen del equipo utilizado en campo. Como se mostró anteriormente en las tablas 1.1 y 1.2, se puede hacer notar que existen cuatro categorías de equipos presiométricos (Clarke, 1995), siendo estos:

- PBP – presiómetro de perforación previa.
- SBP – presiómetro autoperforante.
- PIP – presiómetro de hincado.
- PIP cono – presiómetro de hincado tipo cónico.

Tabla 1.1 Aplicación del presiómetro (Clarke, 1995, actualización Dafni, 2013).

Equipo	Tipo de suelo						
	Roca dura	Roca débil	Gravas	Arenas	Limos	Arcillas	Turbas
PBP	A	A	C	B	B	A	B
SBP	-	A	-	B	A	A	A
PIP	-	-	-	B	A	C	B
PIP de cono	-	-	-	A	A	A	A

Uso: A=altamente recomendado; B=recomendado; C=poco recomendado;
- = no recomendado

Se debe hacer hincapié que en el desarrollo de esta tesis se utilizó un equipo tipo PBP, especialmente para desarrollar la pruebas en rocas.

Tabla 1.2 Obtención de parámetros (Clarke, 1995, actualización Dafni, 2013).

Equipo	Parámetros											
	Perfil	u	ϕ'	Su	Dr	mv	cv	k	G	σ_h	OCR	$\sigma - \epsilon$
PBP	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
SBP	B	A	A	A	A	A	A	B	A	A	A	A
PIP	B	B	C	B	C	C	A	B	A	C	C	C
PIP de cono	B	B	C	B	C	C	A	B	A	C	C	C

Uso: A=altamente recomendado; B=recomendado; C=poco recomendado

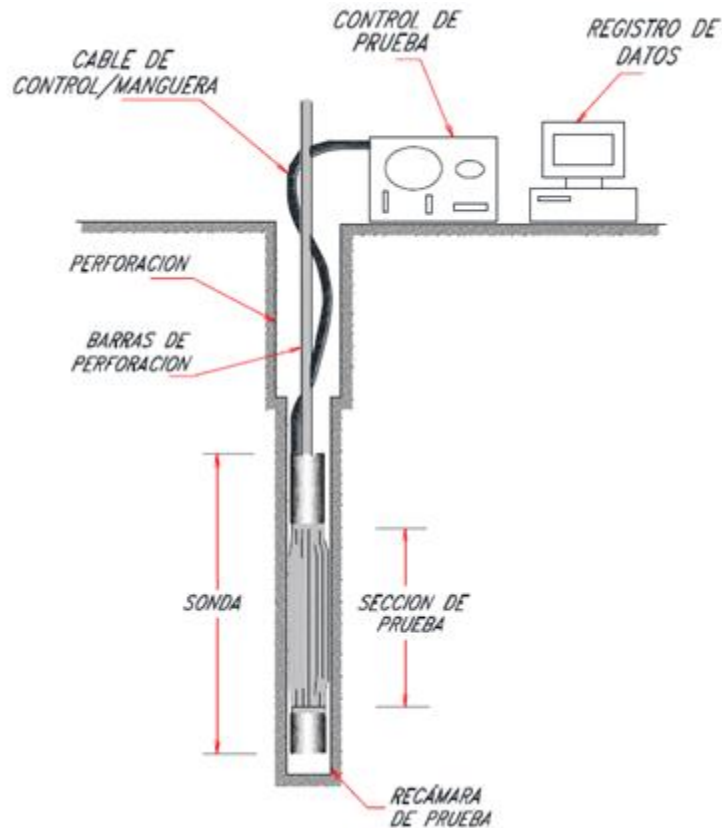


Figura 1.1 Prueba presiométrica, Clarke B. (1995) (tomada de D. Salgado 2019).

1.1.1.- Desarrollo

La idea de un presiómetro fue desarrollada en un principio por Kogler en 1933, pero el mayor desarrollo del instrumento llegó hasta lo realizado por Louis Ménard en la universidad de Illinois en 1950. Ménard desarrolló y patentó su equipo conocido como “presiómetro de Ménard” en 1957, es una herramienta de gran potencia y versatilidad muy utilizada hoy en

día. De igual modo, durante la época de 1950 en Japón, Fukuoka quien se encontraba investigando los pilotes cargados lateralmente desarrolló su propio equipo de medición de presión para la empresa OYO Corporation, el cual será descrito más adelante.

Según Baguelin (et al., 1978) el presiómetro de Ménard es el instrumento que modela de la forma más cercana el comportamiento del suelo alrededor de una pila. Briaud (1995), describe al presiómetro de Ménard como una herramienta particularmente buena para analizar la capacidad de carga axial, el asentamiento del pilote y el comportamiento de éste bajo carga lateral.

El presiómetro de Ménard es del tipo PBP, perforación previa, el cual al ser introducido al suelo es inflado por medio de mangueras que alimentan la sonda con agua, gas o aceite, cuenta con transductores de desplazamiento que puede determinar una curva de esfuerzo deformación llamada curva presiométrica. El equipo consta de la sonda de medición, el equipo de control de presión, las mangueras de conexión y el fluido que permitirá el inflado de la sonda Figura 1.2. En 1980, Hughes e Irvin desarrollaron el dilatómetro de alta presión fabricado en Cambridge, Inglaterra, que no debe confundirse con el dilatómetro de Marchetti desarrollado más tarde. El instrumento está equipado con una celda de presión y tres o seis sensores de desplazamiento colocados equidistantes alrededor del centro de la zona de expansión del instrumento.

Anteriormente, las señales recopiladas eran analógicas y ahora digitales de la celda de presión y los medidores de deformación son procesadas por una placa de computadora dentro del instrumento y luego enviadas a la superficie a través de un cable umbilical conectado al instrumento. En la superficie, las señales son interpretadas por software de computadora y se crea un gráfico de presión versus deformación de la cavidad.

Los avances en el desarrollo de equipos presiométricos ha llevado posteriormente a desarrollar modelos que puedan analizar e interpretar los resultados para distintos materiales. Sin embargo, la teoría de expansión de cavidades que rige al equipo presiométrico existía desde mucho antes que este fuera desarrollado, Lamé (1852). Las técnicas de interpretación para el presiómetro a menudo se han desarrollado para un material específico y se enfocan en análisis drenados o no drenados. En este sentido, los materiales analizados generalmente se consideran como materiales puramente cohesivos o materiales puramente friccionante. La tabla 1.3 desarrollada por Clarke muestra la historia de la progresión del modelo de expansión de cavidades.

Los modelos utilizados hoy en día para la interpretación de la prueba son los desarrollados por Gibson y Anderson (1961), Palmer (1972) y Jefferies (1988) para materiales cohesivos; Hughes (1977) y Manassero (1989) para materiales friccionantes. El desarrollo de la teoría de expansión de cavidades se mostrará en el siguiente capítulo.

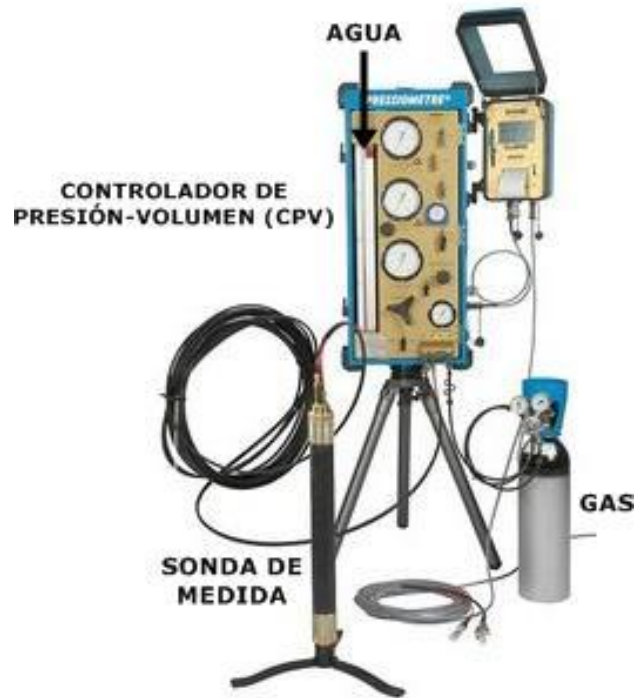


Figura 1.2. Partes del presiómetro de Menard (tomada de APAGEO).

1.1.2. Tipos de presiómetro

Después del desarrollo de Ménard y de haber liberado la patente de su equipo, se incrementó el número y tipo de presiómetros, los cuales han sido clasificados de acuerdo con la forma en la que se instala la sonda a diferentes profundidades para llevar a cabo la prueba. Como se ha mencionado, el presiómetro consiste en la introducción de la sonda en el suelo y con ayuda de mangueras es alimentada con agua, gas o aceite para llevar a cabo su expansión; posteriormente, los equipos en superficie muestran las lecturas de presión y deformación de la sonda, esto último con ayuda de strain gage, para así poder obtener una curva de esfuerzo deformación.

A continuación, se hace una breve reseña de las diferentes categorías mencionadas anteriormente:

- Presiómetros de perforación previa (PBP): los presiómetros con mayor uso a nivel mundial requieren de una perforación, que según la norma ASTM D-4719, debe de ser 1.03 a 1.2 veces el diámetro de la sonda. Se debe mencionar que el presiómetro Ménard, forma parte de esta categoría.

Tabla 1.3 Teorías de interpretación del presiómetro, Clarke (1995)

Lame (1852)	Material elástico lineal
Bishop et al. (1945)	Material cohesivo
Ménard (1957)	Material cohesivo friccionante
Vesic (1972)	
Gibson y Anderson (1961)	Material elástico perfectamente – plástico, sin cambio de volumen
Windle y Wroth (1977)	
Jefferies (1988)	
Houlsby y Withers (1988)	
Denby (1978)	Material no lineal perfectamente plástico, sin cambio de volumen
Ferreira y Robertson (1992)	
Prevost y Hoeg (1975)	Elasto - plástico con Hardening o softening, sin cambio de volumen
Ladanyi (1963)	Material elástico perfectamente - plástico con cambio de volumen
Vesic (1972)	
Hughes et al (1977)	
Robertson y Hughes (1986)	
Houlsby et. al.(1986)	
Palmer (1972)	Material cohesivo, sin cambio de volumen
Manassero (1989)	Material poco cohesivo, con cambio de volumen

- Presiómetros autoperforantes (SBP): desarrollado en los años 70s, este tipo de presiómetros cuenta con un cortador en la punta con lo cual perfora en suelos granulares, hasta la profundidad de la prueba deseada, con este tipo de presiómetro se reduce el cambio de estados en el terreno.
- Presiómetros hincados (PIP): siendo una combinación de un cono y un presiómetro, y de igual manera al presiómetro autoperforante, se busca reducir el cambio en el estado de esfuerzos del suelo; de esa manera, se puede tener resultados más apegados a la realidad. Este mismo cuenta con una variante conocido como presiómetro de desplazamiento, que es usado en exploración costa fuera.

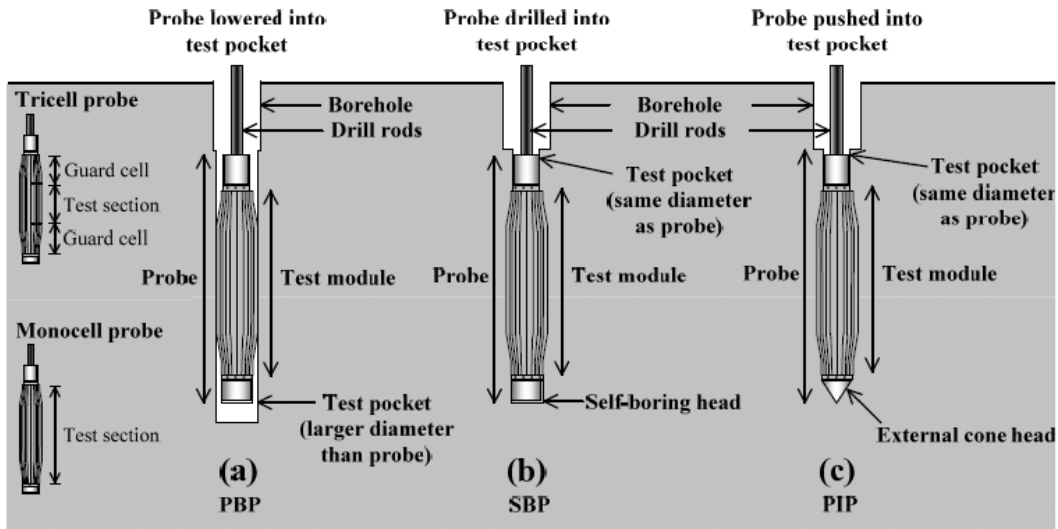


Figura 1.3 Esquema de pruebas presiométricas; a) presiómetro de pre-perforación (PBP); b) presiómetro autoperforante; c) presiómetro de cono o hincado (PIP). (Clarke, 1995).

Se puede observar en la Figura 1.3 que se cuenta con una diferencia entre las sondas, siendo ésta muy simple, existen dos tipos de sondas presiométricas que son de una celda y de tres celdas. Ambas sondas buscando obtener mejores lecturas al centro de las mismas, donde se encuentran los strain gage. El de una celda es de mayor longitud, buscando así alejar los extremos que pueden tener lecturas poco fiables al momento de expandir la sonda, y el segundo de ellos de tres celdas, busca que la celda de en medio tenga una expansión fiable al protegerla mediante la expansión de las otras dos celdas de forma paralela y así teniendo una lectura uniforme al centro.

1.1.3. Breve descripción de la prueba

Previo a la perforación y ejecución de la prueba, se deben tener medidas de calibración del presiómetro, siendo dos las más importantes, la calibración por volumen y la calibración por presión.

La calibración por volumen se obtiene inflando la sonda dentro de un cilindro rígido de calibración, se debe inyectar el fluido a la sonda para inflarla en incrementos de presión de 100 o 500 kPa, dependiendo la capacidad de la sonda. Cada incremento de presión se debe mantener durante un minuto. Las presiones y volúmenes medidos se grafican junto a una línea horizontal (Figura 1.4). La corrección por volumen V_c , debe restarse a las lecturas de volumen obtenidas durante la prueba.

La calibración por presión se debe tomar en cuenta que la sonda es la que debe expandirse y es la que lleva el contacto con las paredes del suelo, y por lo tanto, la presión que se ejerce para su inflado debe poder controlarse y mantenerse para tener mejores lecturas durante la prueba. La calibración se lleva en la superficie, colocando la sonda a nivel del medidor de presión para tomar lectura y control de la misma de forma visible; existen dos métodos, el método A, que trata de enviar incrementos de presión de 10 kPa y mantenerlos durante un minuto; y para el B, que son incrementos de volumen, se deben aplicar incrementos en 10 s y mantenerlos durante un minuto. Ambos métodos se llevan a cabo hasta llegar al volumen máximo de la sonda o hasta cumplir dos veces el volumen inicial de la sonda (V_0). Al igual que con la calibración por volumen, debe graficarse y se deben aplicar las correcciones a las lecturas medidas, adicionando una corrección por presión hidrostática.

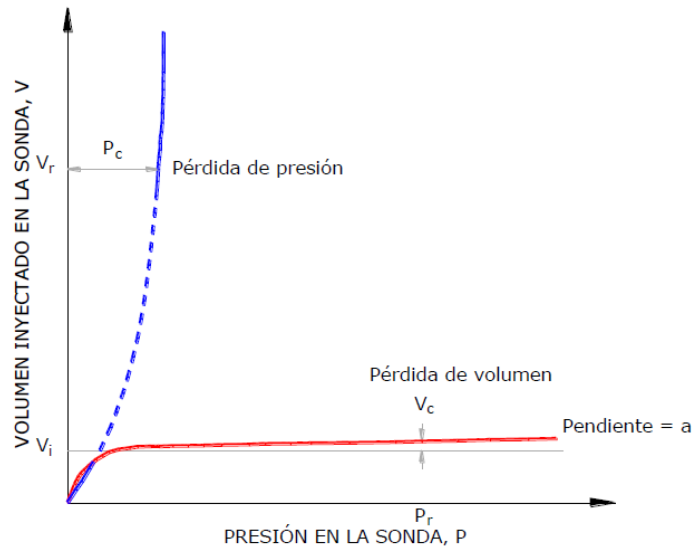


Figura 1.4.- Grafico de calibración de volumen (línea roja) y de presión (línea azul). (CFE, 2010)

Para los sondeos de perforación previa se debe llevar a cabo la perforación como se mencionó anteriormente, ésta debe tener un diámetro de 1.03 a 1.2 veces el diámetro de la sonda, el barreno debe llegar de 0.50 m, hasta un metro por debajo de la profundidad de la prueba presiométrica. Las pruebas de presiómetro de perforación previa se realizan bajo la norma ASTM D-4719, teniendo dos tipos de métodos en las mediciones:

- El método A de ensaye es llevado a cabo cuando la sonda se encuentra en la profundidad de la prueba deseada, aplicando presión regulada mediante la unidad de control en incrementos constantes que varían entre 25 y 200 kPa, dependiendo

el tipo de sonda empleada. Las lecturas deben ser tomadas a los 30 s y al minuto. La prueba termina al llegar a la presión máxima, se desinfla el equipo, se extrae la zona y se procede al análisis de los datos.

- El método B, al igual que en el método A, la sonda es colocada dentro de la perforación hasta la profundidad de la prueba deseada. Para este caso lo que se busca controlar son los incrementos de volumen, aplicándose de 0.01 a 0.5 veces el volumen inicial de la sonda (V_0), esto se lleva a cabo hasta alcanzar el volumen máximo del equipo o dos veces V_0 , tomando las lecturas a los 30 s y 1 min, correspondientes al alcanzar dicho incremento. Normalmente, la prueba se realiza a una velocidad controlada de 1 %/min. Al concluir la prueba el equipo se extrae desinflando la sonda y se procede al análisis de los resultados.

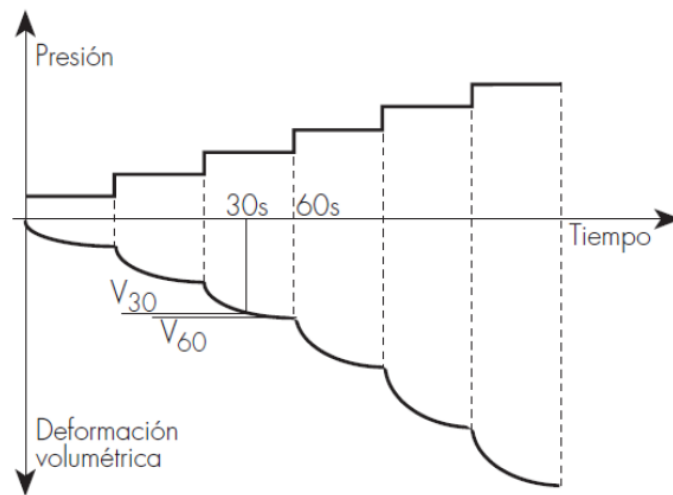


Figura 1.5.- Toma de lecturas de presión y deformación volumétrica en la sonda a 30 s y 60 s.
(Manual de edificación, 2013)

La curva presiométrica es el resultado de las medidas de presión y volumen de la sonda presiométrica. Este registro de la prueba comúnmente tiene la forma de la figura 1.6.

La primera etapa comprende el inflado de la sonda hasta ponerse íntimamente en contacto con las paredes de la perforación. Comúnmente, en este punto puede obtenerse el esfuerzo horizontal a la profundidad de la prueba.

La segunda etapa el suelo comienza a resistir y es necesario aplicar una presión mayor para lograr que el mismo se deforme. Esta etapa por lo general tiene una parte recta que define la parte elástica del suelo. Por otro lado, se le conoce como parte elastoplástica de la curva presiométrica a la parte posterior de la obtención de la presión media (P_m).

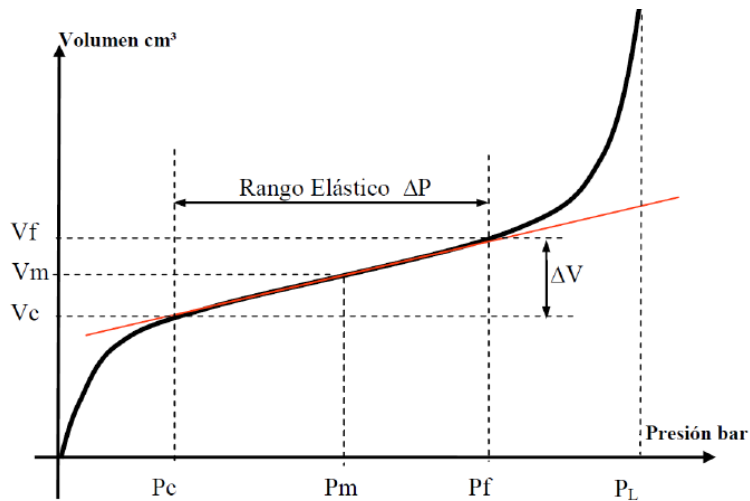


Figura 1.6.- Curva presiométrica (Manual de edificación, 2013)

La tercera etapa manifiesta claramente la parte de deformación plástica del suelo y lo que se define como presión Límite “ p_L ” o presión de rotura.

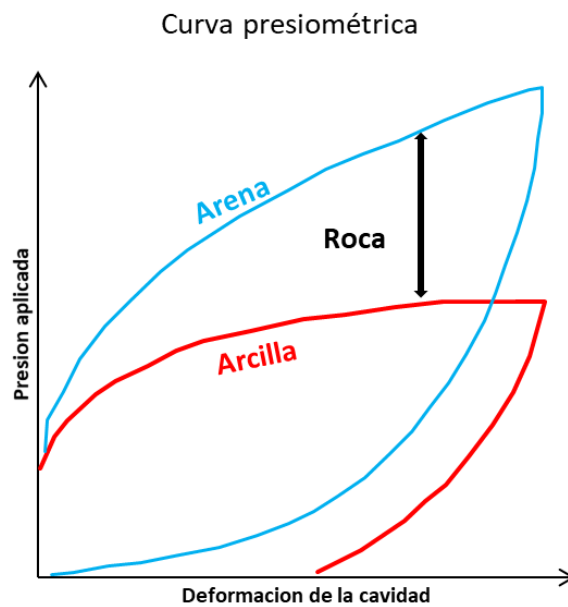


Figura 1.7.- Curvas presiométricas para diferentes tipos de suelos (Briaud, 1992)

Como dato adicional, la Figura 1.8 muestran las curvas presiométricas que pueden ser obtenidas por medio de los presiómetros en sus distintas categorías, se puede llegar a hacer una comparativa de ellas, siendo la más clara la obtención de la presión horizontal, en la cual se profundizara en el capítulo 3.

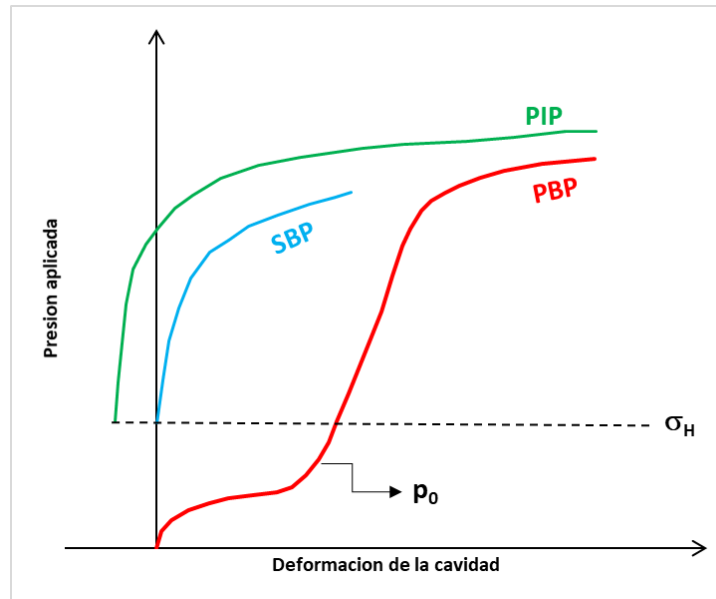


Figura 1.8.- Forma típica de la curva presiométrica dependiendo el tipo de sonda. (Briaud, 1992)

Como se ha mencionado, los presiómetros autoperforantes e hincado buscan evitar la alteración de los esfuerzos en el terreno, como se observa en la comparación de las curvas presiométricas el mayor grado de error. Se puede tener en el desarrollo de la prueba en el presiómetro de perforación previa (PBP).

La ejecución de la prueba requiere de técnicos especializados y de una correcta interpretación de los resultados para poder llevar a cabo el dimensionamiento, tanto de cimentaciones superficiales como de cimentaciones profundas; al mismo tiempo, que se puede calcular los asentamientos.

La prueba cuenta con una gran diversidad de equipos con los cuales es posible llevar a cabo el ensaye presiométrico en casi cualquier terreno, teniendo presiómetros de perforación previa (PBP), presiómetros autoperforantes (SBP) y los presiómetros de hincado (PIP). La mayoría de los resultados y correlaciones han sido establecidos para suelos, mientras que lo desarrollado en rocas tiene un amplio margen de interpretación, lo cual puede ser una limitante en la prueba.

1.2.- Rocas muestreadas

Como parte de esta introducción, se dará una breve descripción del material en el que se desarrollaron las pruebas presiométricas, siendo este una roca del tipo sedimentaria, mostrando de primera mano las diferencias de resistencia de ésta con la de un suelo. Este

parámetro es de uso común para clasificar a los materiales, siendo el parámetro principal tomado de pruebas de compresión simple.

1.2.1. Definición

Como se ha mencionado anteriormente, un parámetro para poder definir lo que es una roca y su diferencia con un suelo puede verse reflejado en su resistencia en la prueba compresión simple. Existen diferentes esquemas que llevan a cabo esta comparativa de resistencia; para este caso, se utilizará el esquema de Meigh y Wolski (1979), el cual se muestra en la Figura 1.9.

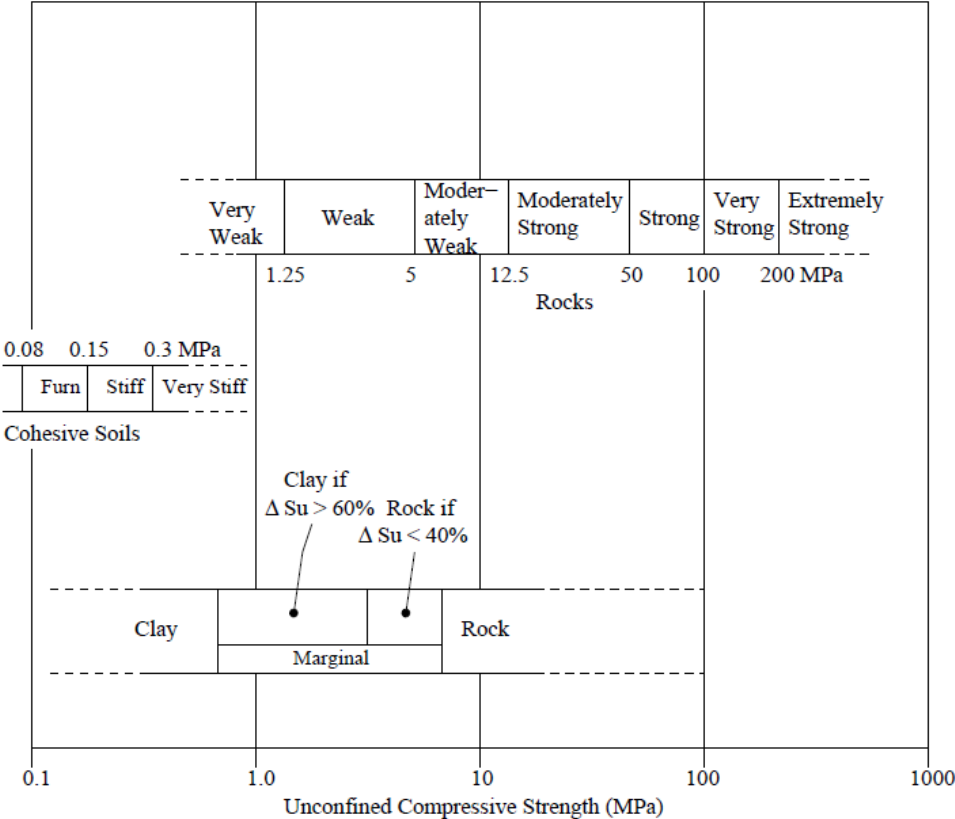


Figura 1.9.- Escala de resistencia para la clasificación de la roca, Meigh y Wolski (1979).

Se debe aclarar que este esquema no toma en cuenta las discontinuidades de la roca. Se puede observar que las rocas muy débiles pueden tener valores muy bajos y pueden ser comparados con un suelo con mayor resistencia, teniendo límites de resistencia entre 1 y 1.25 MPa.

1.2.2.- Muestreo y pruebas

Para el desarrollo de esta tesis se cuenta con exploración en dos zonas muy cercanas entre sí, teniendo una exploración geotécnica de 9 sondeos con extracción de muestras de núcleos de roca, y en la segunda zona se tienen 11 sondeos, con la misma recuperación de muestras. Estos sondeos tienen distintas profundidades, teniendo límites de exploración hasta los 79 m.

Los núcleos recuperados fueron clasificados con un logueo visual y con base en su RQD. Se tienen distintas pruebas desarrolladas en los núcleos de roca, las más utilizadas, como se ha dicho anteriormente, fueron las de pruebas de compresión simple para clasificar los diferentes estratos, complementando con las pruebas presiométricas realizadas en ambas zonas. La primera zona toma en cuenta 3 sondeos, donde se llevó a cabo la prueba de presiómetro del tipo de perforación previa (PBP), con una capacidad de hasta 20 MPa, en estos primeros sondeos se tienen 19 pruebas presiométricas a distintas profundidades.

Para la zona dos, las pruebas presiométricas fueron divididas en dos sondeos a distintas profundidades, teniendo así 28 pruebas presiométricas, las cuales de igual manera que para la zona 1, han servido como medio de clasificación para los diferentes estratos de roca que se tiene en el subsuelo.

En cuanto a las pruebas de compresión simple, se pueden encontrar resistencias que van desde los 0.94 MPa hasta los 3.5 MPa en promedio, teniendo en poca medida rocas que rebasen los 5MPa. Esto anterior nos da como resultado según el esquema de la Figura 1.9, una clasificación de roca que va desde una muy débil hasta una débil en menor medida.

1.3.- Alcances

El trabajo de investigación desarrollado por el autor tiene el enfoque de presentar un ejemplo de diseño con la ayuda del presiómetro, utilizando lo desarrollado por diversos autores entre ellos Briaud, Clarke, Menard, entre otros.

De igual modo, se busca enriquecer la información del presiómetro en México, tratando de mostrar el enfoque de diseño, el cual comúnmente es desconocido. Aunque ya se cuenta con gran cantidad de material que hable del presiómetro, muy poco de ello es utilizado en nuestro país. Su uso en México se ha limitado a solo la obtención del módulo presiométrico (E_m) o módulo de Young equivalente (denominado así por las diferencias que se tienen con el módulo de elasticidad obtenido en pruebas de compresión simple) y al desconocimiento

general de los beneficios que tiene la prueba, y se prefiere seguir obteniendo los parámetros de diseño con pruebas mejor conocidas y con correlaciones ya establecidas. Sin embargo, el desarrollo de la prueba es cada vez más vigente en las exploraciones geotécnicas nacionales.

Se puede hacer mención que el uso y actualización del presiómetro sigue en la actualidad gracias a diversos investigadores como Baud (2005) que invita a clasificar al suelo con ayuda de su presiorama.

1.4.- Objetivo

Demostrar las aplicaciones del presiómetro en el diseño geotécnico de una cimentación profunda específicamente en una roca con una clasificación RQD de mediana a baja calidad, obteniendo parámetros de diseño propios de las teorías presiométricas, así como de asentamientos, comparando estos resultados con los resultados con la teoría de Tomlinson y los asentamientos dados por la teoría de Braja M. Das. De igual modo, se busca enriquecer el conocimiento del presiómetro, comparando sus resultados con los parámetros tradicionales, buscando una relación directa para rocas débiles.

1.5.- Desarrollo de la tesis

Para dar una visión más general de lo que conllevara este trabajo de investigación, se dará una breve semblanza de lo que se desarrolla en cada capítulo. Esta tesis lleva el siguiente orden:

- Capítulo 2: TEORÍA DE EXPANSIÓN DE CAVIDADES, siendo esta la parte fundamental para conocer la teoría detrás del presiómetro, se explicará en que consiste la teoría de expansión de cavidades, se demostrará la relación que ésta tendrá en lo desarrollado para el diseño de una cimentación con pilotes.
- Capítulo 3: PRESIÓMETRO Y PARÁMETROS PRESIOMÉTRICOS, conociendo la teoría que está detrás del presiómetro se adentrará en los parámetros que se pueden obtener con dicho equipo, haciendo énfasis en el ensayo en rocas y presentando el equipo utilizado en la exploración, el Elastómetro.
- Capítulo 4: DISEÑO DE CIMENTACIONES USANDO LOS RESULTADOS DE PRESIÓMETRO, se mostrara la teoría del presiómetro para el diseño de una cimentación profunda con pilotes y se dará un ejemplo con los resultados de las pruebas presiométricas, se apreciará el potencial del presiómetro, haciendo

comparación del método directo de Ménard para el diseño de cimentaciones contra un diseño convencional elaborado con el método de Tomlinson.

- Capítulo 5: CORRELACIONES, se opta por buscar correlaciones de los resultados del presiómetro contra resultados convencionales en roca, con el fin de aumentar el conocimiento de los resultados presiométricos en rocas débiles y promover el uso del equipo, también se quiere corroborar algunas correlaciones existentes.
- Capítulo 6: CONCLUSIONES, se compararán los resultados obtenidos con el método directo del presiómetro para el diseño de una cimentación profunda con los resultados de un método convencional, tanto para capacidad de carga, como para asentamientos. Se discutirán estos resultados, como también los de las correlaciones obtenidas.

CAPÍTULO 2 TEORÍA DE EXPANSIÓN DE CAVIDADES

A lo largo del desarrollo del presiómetro han existido diferentes modelos para analizar los datos que se pueden obtener durante el desarrollo de la prueba, cabe resaltar que estos diferentes modelos parten de la teoría de expansión de cavidades desarrollada originalmente por Lamé en 1852, para un material elástico lineal.

Al resolver los problemas de expansión de la sonda dentro de la cavidad se pueden tomar dos enfoques distintos, el primero de ellos utiliza un modelo constitutivo para el suelo o la roca para derivar una curva de expansión se utiliza una función matemática o regla de flujo, de este modo se pueden interpretar los parámetros presiométricos. El segundo método se aplica a menudo para desarrollar nuevos modelos de presiómetros y se conoce como método de expansión de cavidad inversa. Ambos métodos producen una curva esfuerzo-deformación idealizada del presiómetro que se puede utilizar para determinar los campos de esfuerzo y desplazamiento. Se requiere el ajuste de los parámetros clave que afectan la forma de la curva de expansión de la cavidad, hasta que se logre un "ajuste óptimo" a los datos registrados. Se debe hacer énfasis en que el desarrollo de los parámetros presiométricos y el entendimiento del diseño se debe conocer la teoría de expansión de cavidades, llevando así al desarrollo de este capítulo y al entendimiento de la teoría.

Se debe conocer las suposiciones que se realizan en la teoría de expansión de cavidades, sin importa el modelo a utilizar, las suposiciones son las siguientes:

- El material probado es homogéneo.
- El material se comporta isotrópicamente.
- La simetría axial es válida.
- El material se deforma como un cilindro recto y, por lo tanto, se deforma en la deformación plana.
- Los efectos de carga y velocidad de deformación son insignificantes.
- No se producen alteraciones significativas antes del inicio de una prueba.
- El material sigue una ley de esfuerzo-deformación única.

Dependiendo del material probado, a menudo se aplica un análisis drenado, asumiendo un cambio de volumen o un análisis no drenado que no aplica ningún cambio de volumen. Aunque un análisis drenado es más apropiado para modelar rocas débiles.

El análisis aquí presentado se basa en la teoría de pequeñas deformaciones, es decir, la deformación se define en términos del radio original o inicial. El ensayo presiométrico puede

generar deformaciones de hasta el 50 % en las paredes de la recámara de prueba. Diferentes autores han investigado la expansión de las cavidades en materiales compresibles y dilatantes, considerando las grandes deformaciones involucradas, éstos incluyen Houlby y Yu (1990), Carter *et al.* (1986), Sousa Coutinho (1990) y Selvadurai (1984). Ellos encontraron que la solución para materiales incompresibles (es decir, pruebas no drenadas en arcilla) es similar para las teorías de deformaciones grandes y pequeñas. Para efectos prácticos, la teoría de pequeñas deformaciones se considera adecuada.

2.1.- Expansión de cavidades en un medio elástico

Durante una prueba de presiométrica, a medida que se aplica presión, el material se deformará inicialmente de manera elástica. La solución para un cilindro recto en expansión en un material elástico infinito puede determinarse utilizando condiciones de contorno relacionadas con condiciones de esfuerzo o deformación. Ambas soluciones se presentarán aquí. A partir de estos resultados, también se revelará un método para determinar el módulo de corte, G. Se debe reconocer que las siguientes soluciones están en coordenadas cilíndricas con esfuerzo vertical, σ_z , esfuerzo radial, σ_r , y esfuerzo circunferencial, σ_θ , actuando como esfuerzos principales. De ello se deduce que ϵ_z , ϵ_r y ϵ_θ son las deformaciones principales.

2.1.1.- Solución usando el desplazamiento como condición de frontera

Para un elemento dado de suelo, σ_r , ubicado a una distancia r, en un sistema axisimétrico, la ecuación para el equilibrio en términos de esfuerzo radial y circular es la siguiente:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad 1)$$

Donde σ_r y σ_θ son esfuerzos radial y circunferencial en sus direcciones, respectivamente, y es el radio desde el eje neutral, cuyo ejemplo se puede ver en la Figura 2.1. Cinemáticamente, las relaciones para la expansión de la cavidad cilíndrica son:

$$\epsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad 2)$$

Y:

$$\epsilon_r = \frac{du}{dr} \quad 3)$$

Donde u, es el desplazamiento en la dirección radial.

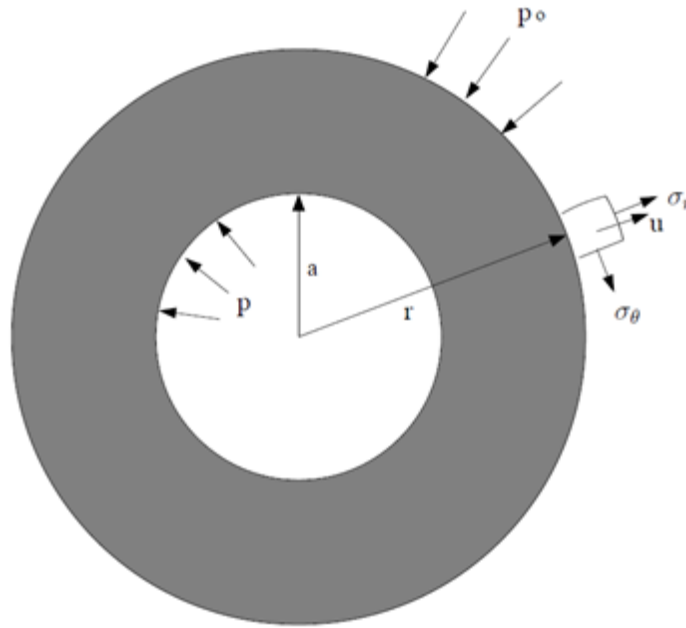


Figura 2.1.- Sección transversal de la expansión de una cavidad cilíndrica

La deformación de la cavidad es medida directamente durante la prueba presiométrica y puede ser relacionada con el radio de la cavidad expandida, como se muestra a continuación:

$$\varepsilon_c = \frac{a - a_0}{a_0} \quad 4)$$

Donde a , es el radio de la cavidad medido durante la prueba presiométrica y a_0 , es el radio inicial de la cavidad. Se debe hacer notar que la deformación de la cavidad es medida por la ecuación anterior, debido a la deformación circunferencial.

Si se supone que el material es isotrópico y se comporta de manera elástica lineal, la ley de Hooke se puede utilizar para definir las relaciones constitutivas entre esfuerzo y la deformación para el caso axisimétrico, de la siguiente manera:

$$E \varepsilon_r = \sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z) \quad 5)$$

$$E \varepsilon_\theta = \sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z) \quad 6)$$

$$E \varepsilon_z = \sigma_z - \nu(\sigma_\theta + \sigma_r) \quad 7)$$

Donde E es el módulo de elasticidad y ν es el módulo de Poisson. Si se supone que la deformación en la dirección vertical es cero, las ecuaciones se pueden reorganizar de la siguiente manera:

$$\varepsilon_r = \frac{1 - \nu^2}{E} \left(\sigma_r - \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_\theta \right) \quad 8)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1 - \nu^2}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_r \right) \quad 9)$$

Para un material elástico lineal, isotrópico, homogéneo (como se supone aquí), el módulo de Young se puede relacionar con el módulo de rigidez al corte de la siguiente manera:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad 10)$$

Sustituyendo el módulo de rigidez al corte en las ecuaciones anteriores y resolviendo en términos de deformación radial y circunferencial se tiene:

$$\sigma_r = G \left(\frac{2\nu}{1 - \nu} \right) \varepsilon_\theta + 2G \left(\frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} \right) \varepsilon_r \quad 11)$$

$$\sigma_\theta = G \left(\frac{2\nu}{1 - \nu} \right) \varepsilon_r + 2G \left(\frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} \right) \varepsilon_\theta \quad 12)$$

Combinando las relaciones cinemáticas [ecuaciones (2) y (3)] y constitutivas [ecuaciones (11) y (12)] con la ecuación de equilibrio [ecuación (1)] se obtiene la ecuación diferencial:

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \quad 13)$$

La ecuación anterior es una ecuación diferencial de segundo orden que se puede resolver mediante sustitución en términos de desplazamiento utilizando el formato general a continuación:

$$u = Ar + \frac{B}{r} \quad 14)$$

Donde A y B son constantes que se pueden resolver aplicando condiciones de contorno. Las condiciones de contorno son:

$$u \rightarrow \infty \text{ como } r \rightarrow \infty$$

$$u = a - a_0 \text{ cuando } r = a$$

Aplicando estas condiciones de contorno se pueden determinar las siguientes soluciones para las constantes A y B:

$$A = 0 \quad 15)$$

$$B = (a - a_0)a \quad 16)$$

Esto da como resultado la siguiente ecuación para el desplazamiento en la pared de la cavidad:

$$u = \varepsilon_c \frac{aa_0}{r} \quad 17)$$

La combinación de la relación anterior y las relaciones constitutivas para un cambio incremental en el esfuerzo ($\sigma_r - \sigma_{ho}$) permite calcular los esfuerzos de la siguiente manera:

$$\sigma_r = p_0 + 2G\varepsilon_c \frac{a_0a}{r^2} \quad 18)$$

$$\sigma_\theta = p_0 + 2G\varepsilon_c \frac{a_0a}{r^2} \quad 19)$$

Donde p_0 es la presión in situ, equivalente al esfuerzo horizontal ambiental σ_{ho} . Reconociendo que $a - a_0$ es pequeño durante la expansión elástica y que $\sigma_r = p$ en la pared de la cavidad, la ecuación (19) se puede reescribir como:

$$p - p_0 = 2G\varepsilon_c \quad 20)$$

Donde p es la presión aplicada internamente. Reordenando para resolver el módulo de rigidez al corte, G , se obtiene la siguiente ecuación:

$$G = \frac{0.5(p - p_0)}{\varepsilon_c} \quad 21)$$

Por tanto, el módulo de rigidez al cortante se puede derivar fácilmente de la pendiente de la curva esfuerzo-deformación producida por el presiómetro durante la deformación elástica. La ecuación anterior se aplica a la parte elástica de la curva desarrollada durante la carga inicial y la deformación. Sin embargo, dado que esta sección de la curva es a menudo propensa a sufrir perturbaciones o no está muy bien definida, los ciclos de descarga y recarga se realizan a menudo durante una prueba para capturar una representación más realista del comportamiento del material elástico. Teniendo en cuenta esto, la ecuación (21) se puede escribir en una forma más general como:

$$G = 0.5 \frac{a}{a_0} \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad 22)$$

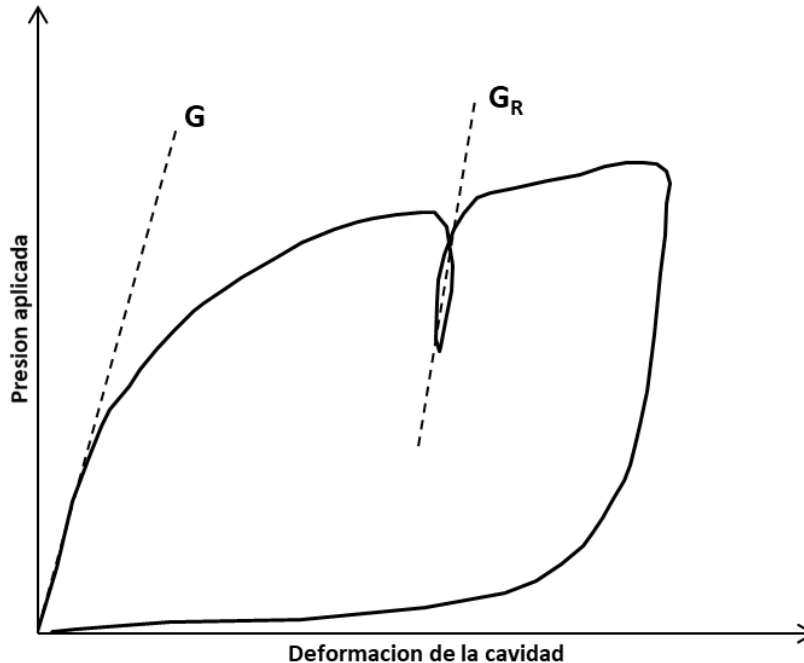


Figura 2.2.- Curva típica de esfuerzo deformación donde se puede obtener el módulo de rigidez al cortante inicial G y el módulo en ciclos de carga y descarga G_R (Clarke, 1995)

La figura 2.2 representa la curva típica obtenida durante una prueba de presiómetro. El bucle de descarga y recarga realizado durante la fase de carga de la prueba se usa para determinar el módulo de corte, G_R , mientras que la fase elástica inicial se usa para determinar el módulo de corte G .

El ciclo de descarga-recarga es menos propenso a errores y a menudo es repetible (generalmente se realiza más de uno durante una prueba) y por lo tanto, generalmente se acepta como el verdadero módulo de corte del material.

2.1.2.- Solución usando el esfuerzo como condición de frontera

Las soluciones para el esfuerzo y el desplazamiento determinadas en la sección anterior también se pueden lograr utilizando condiciones de contorno relacionadas con el esfuerzo. Si inicialmente se asume que el material probado tiene un límite finito en el radio b (es decir, para un cilindro de paredes gruesas) más allá del cual la influencia de la cavidad en expansión es despreciable, entonces las condiciones del límite son las siguientes:

$$\sigma_{r(r=a)} = p$$

$$\sigma_{r(r=b)} = p_0$$

Combinando las ecuaciones para el equilibrio y la cinemática [ecuaciones (1) a (3)], junto con las relaciones constitutivas esfuerzo-deformación [ecuaciones (8) y (9)] una ecuación diferencial para el esfuerzo radial con una solución general como está escrita se producirá a continuación.

$$\sigma_r = C + \frac{D}{r^2} \quad (23)$$

Donde C y D son constantes. Aplicando las condiciones de frontera y resolviendo C y D se tiene:

$$C = \frac{p_0 b^2 - p a^2}{b^2 - a^2} \quad (24)$$

$$D = \frac{a^2 b^2 (p - p_0)}{b^2 - a^2} \quad (25)$$

Estos valores para las constantes C y D son verdaderos para el caso de un cilindro de paredes gruesas, pero para imitar adecuadamente las condiciones de una prueba de presiómetro se debe considerar un medio infinito y, por lo tanto, se debe sustituir $b \rightarrow \infty$. Resolviendo el esfuerzo y el desplazamiento y haciendo esta sustitución, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\sigma_r = p_0 + (p - p_0) \left(\frac{a}{r}\right)^2 \quad (26)$$

$$\sigma_\theta = p_0 + (p - p_0) \left(\frac{a}{r}\right)^2 \quad (27)$$

$$u = \frac{p - p_0}{2G} \frac{a^2}{r} \quad (28)$$

Cabe destacar que estas soluciones son idénticas a las obtenidas en el apartado anterior, pero están definidas por diferentes parámetros.

2.2.- Modelos plásticos – Análisis no drenado

Durante la fase elástica de carga, el esfuerzo radial, σ_r , aumenta a medida que el esfuerzo circunferencial, σ_θ , disminuye a la misma velocidad (Figura 2.3 y las ecuaciones (26) y (27)).

Debido a las condiciones de deformación simple, la deformación vertical es cero ($\epsilon_z = 0$), lo que significa el esfuerzo vertical $\sigma_z = \nu (\sigma_\theta + \sigma_r)$ [Ecuación (7)] y, por lo tanto, el cambio en el esfuerzo vertical también es cero en el rango elástico. Por tanto, como no hay cambio en el esfuerzo medio, no hay acumulación de exceso de presión de agua intersticial y, por tanto, el comportamiento durante la deformación elástica es independiente de las condiciones de drenaje. Sin embargo, al inicio del rendimiento (punto 3 en la Figura 2.3), las condiciones en el suelo o la roca cambian y se debe adoptar un análisis drenado, parcialmente drenado o no drenado. Para los materiales cohesivos se supone que son aplicables las condiciones sin drenaje total y, por lo tanto, no se produce ningún cambio de volumen a medida que el material circundante se deforma plásticamente (puntos 3 a 4 en la Figura 2.3). Debido a las fluctuaciones resultantes en la presión de poro, generalmente se adopta un análisis de esfuerzos totales. En general, los modelos para análisis sin drenaje utilizan un criterio de falla de Tresca y asumen un comportamiento elástico perfectamente plástico. El criterio de rendimiento de Tresca se puede escribir como:

$$p_f = p_0 + S_u \quad 29)$$

Donde p_f es la presión a la que se produce el rendimiento o la iniciación de la rotura plástica, p_0 es la presión inicial o in situ y S_u es la resistencia al corte no drenado del material.

Si el material se deforma de una manera perfectamente plástica, entonces el esfuerzo cortante en el momento de la rotura, τ_f , permanecerá constante y será igual a la resistencia al corte no drenada, S_u , una vez que se haya satisfecho el criterio de fluencia, es decir, cuando la presión aplicada sea igual a p_f . Al analizar los esfuerzos cortantes desarrollados durante una prueba del medidor de presión, Palmer (1972), Baguelin (1972) y Ladanyi (1972) llegaron todos independientemente a la misma solución para el esfuerzo cortante en cualquier deformación dada.

$$\tau = 0.5\epsilon_c(1 + \epsilon_c)(2 + \epsilon_c) \frac{dp}{d\epsilon_c} \quad 30)$$

Para deformaciones pequeñas, la ecuación 30 se reduce a:

$$\tau = \epsilon_c \frac{dp}{d\epsilon_c} \quad 31)$$

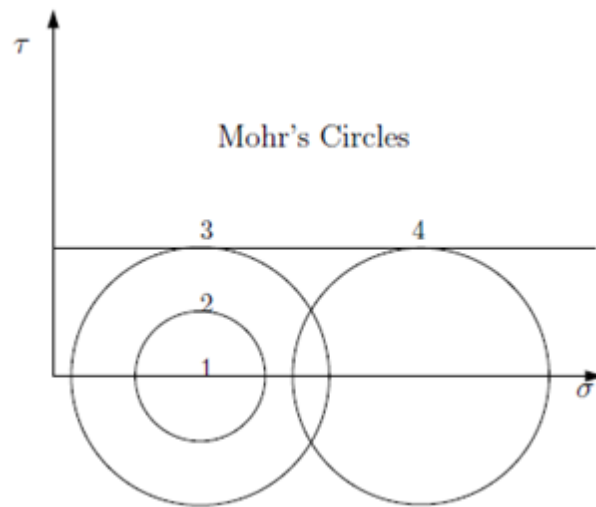
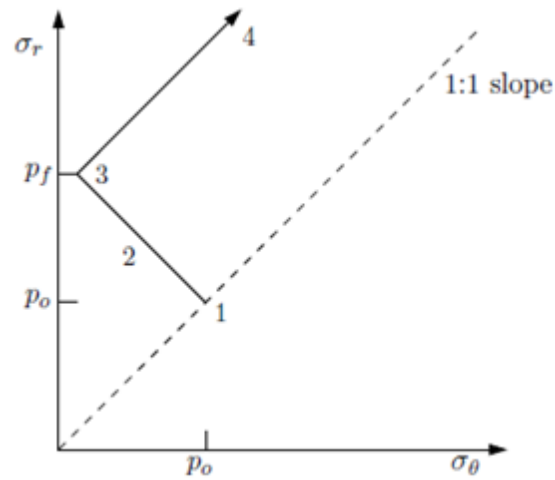


Figura 2.3.- Trayectoria de esfuerzos y círculos de Morh para un análisis no drenado (Clarke, 1995)

La ecuación (31) también se puede escribir en términos de deformaciones volumétricas, medidas cuando se usa un presiómetro estilo Ménard, de la siguiente manera:

$$\tau = \frac{dp}{d \left[\ln \left(\frac{\Delta v}{v} \right) \right]} \quad 32)$$

A partir de la inspección de las ecuaciones anteriores, queda claro que el esfuerzo cortante se puede determinar multiplicando la deformación de la cavidad por la pendiente de la presión frente a la deformación de la cavidad o midiendo la pendiente de una gráfica de presión frente al logaritmo natural de la deformación volumétrica. Por tanto, después del inicio de la plasticidad, la resistencia al corte, S_u , se puede determinar de esta manera.

Utilizando este conocimiento, la deformación volumétrica al inicio del rendimiento plástico se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{S_u}{G} \quad 33)$$

Gibson y Anderson (1961) utilizaron estas relaciones para determinar una ecuación que rige el comportamiento de un material cohesivo, no drenado y perfectamente plástico elástico durante la expansión de la cavidad. Al integrar la Ecuación (32) con respecto a $\ln(\Delta V / V)$ se obtuvo la siguiente relación:

$$p - p_0 = S_u \left[1 + \ln\left(\frac{G}{S_u}\right) + \ln\left(\frac{\Delta v}{v}\right) \right] \quad 34)$$

Esta ecuación es la más comúnmente utilizada cuando se analizan datos de presiómetros en un material cohesivo y es directamente aplicable a un presiómetro Ménard que toma medidas en términos de deformaciones volumétricas. Una forma más accesible de la ecuación para medidores de presión que miden la deformación en términos de deformación de la cavidad se puede escribir en términos de desplazamiento de la siguiente manera:

$$p - p_0 = S_u \left\{ 1 + \ln \left[\left(\frac{G}{S_u} \right) \left(1 - \frac{a_0}{a} \right)^2 \right] \right\} \quad 35)$$

Una ecuación similar a la propuesta por Gibson y Anderson fue desarrollada previamente por Menard (1957). Tras el inicio de la plasticidad, se forma un anillo de suelo que sufre deformación plástica alrededor de la cavidad del medidor de presión en expansión. A medida que el medidor de presión se expande más, aumenta el radio del anillo de plástico. Por lo tanto, el límite, más allá del cual el suelo se está comportando elásticamente, (conocido en el límite elástico-plástico) se aleja más de la cavidad en expansión, lo que resulta en una reducción de la rigidez del medidor de presión. Finalmente, se llega a un punto en el que la respuesta del medidor de presión está completamente dominada por el comportamiento del suelo plástico y, por lo tanto, se logra una presión límite. Menard reconoció que esto ocurría cuando la deformación volumétrica, $\Delta V / V = 1$, que es la deformación a la que el cambio de volumen es equivalente al volumen inicial o, en otras palabras, el volumen del medidor de presión se ha duplicado. Consideró la presión a la que se produce este fenómeno como la "presión límite" del material y desarrolló la siguiente ecuación para describirlo:

$$p_l - p_0 = S_u \left[1 + \ln \left(\frac{G}{S_u} \right) \right] \quad (36)$$

Donde p_l es la presión límite y los demás parámetros son los definidos previamente. Para el sistema Cambridge, que mide la deformación de la cavidad, la presión límite se produce cuando la deformación de la cavidad ha alcanzado el 41 %. La ecuación (36) condujo al desarrollo de la siguiente ecuación, que describe la respuesta del medidor de presión después del inicio de la plasticidad:

$$p = p_l + S_u \ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right) \quad (37)$$

Usando la ecuación (37), la resistencia al corte no drenado S_u se puede determinar trazando la presión aplicada contra el logaritmo natural de la deformación volumétrica, como se muestra en la Figura 2.4.

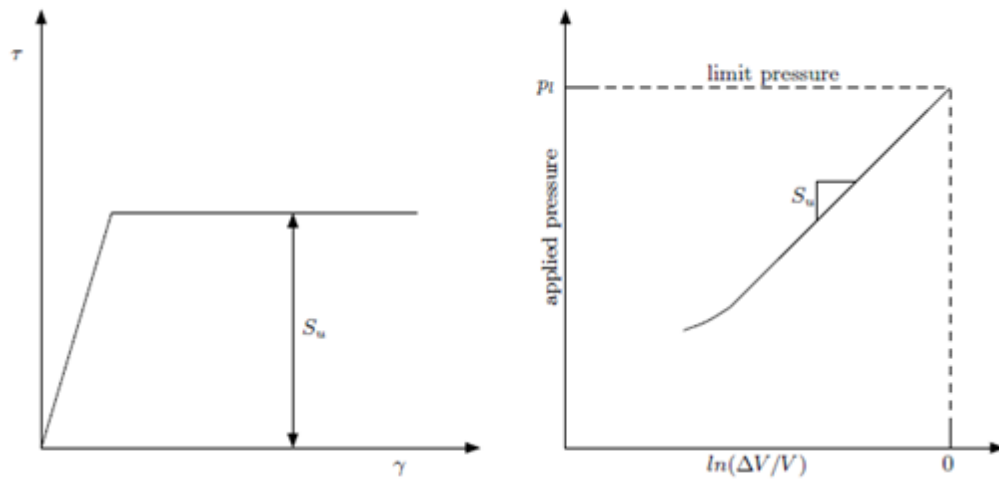


Figura 2.4.- Resistencia al corte para un material elástico – perfectamente plástico. (Clarke, 1995)

Con las ecuaciones desarrolladas en esta sección y en la sección 2.1, es posible modelar todo el comportamiento de un material sin drenaje elástico perfectamente plástico bajo una carga radial aplicada. Sin embargo, los datos recolectados durante una prueba presiométrica también capturan las relaciones esfuerzo-deformación cuando se descarga el material y se invierten los esfuerzos. La ventaja de modelar la parte de descarga de la curva es que se han superado los efectos de la perturbación de la perforación y la instalación de la sonda y por lo tanto, la curva de descarga podría ser más representativa del material. El argumento inverso es que la deformación causada por el presiómetro ha remodelado el material circundante y, tal que las propiedades del material han cambiado.

Jefferies (1988) desarrolló un modelo para el caso de un material elástico perfectamente plástico, sin escurrir durante la fase de descarga de la prueba del presiómetro.

Al igual que en la carga, el material que rodea la cavidad expandida del presiómetro se comporta inicialmente de manera elástica y se rige por la ecuación:

$$p - p_{max} = 2G \left[\frac{a - a_{max}}{a_{max}} \right] \quad 38)$$

Donde $p_{m\acute{a}x}$ es la presión máxima alcanzada durante la prueba y $a_{m\acute{a}x}$ es el desplazamiento máximo alcanzado. El criterio de rendimiento utilizado para la descarga es:

$$p - p_{max} = (1 + \beta)S_u \quad 39)$$

Donde $\beta = S_u$ (descarga) / S_u (carga). El uso de este criterio de falla produce la siguiente ecuación para el comportamiento del material plástico en extensión:

$$p - p_{max} = -S_u \left[(1 + \beta) - \ln \left\{ \left[1 - \left(\frac{a}{a_{max}} \right)^2 \right] \left[\frac{G}{(1 + \beta)S_u} \right] \right\} - \beta \ln \left\{ \left[\left(\frac{a}{a_{max}} \right)^2 - 1 \right] \left[\frac{G}{(1 + \beta)S_u} \right] \right\} \right] \quad 40)$$

Si se supone que la resistencia al corte derivada de la carga es igual a la determinada durante la fase de descarga, es decir, cuando $\beta = 1$, entonces la Ecuación (40) se reduce a:

$$p - p_{max} = -2S_u \left\{ 1 + \ln \left[\frac{G}{S_u} \left(\frac{a_{max}}{a} - \frac{a}{a_{max}} \right) \right] \right\} \quad 41)$$

Se han desarrollado otros modelos para materiales cohesivos que consideran la no linealidad resultante de los efectos de endurecimiento o ablandamiento por deformación. Estos modelos suelen utilizar una función hiperbólica que se relaciona con diferentes parámetros deseados o constantes determinadas a través de pruebas de laboratorio.

2.3.- Modelos plásticos – Análisis drenado

Los modelos discutidos en la sección anterior se pueden usar para determinar la resistencia al corte y el comportamiento esfuerzo-deformación para un material cohesivo no drenado. Como se mencionó, el comportamiento elástico es similar independientemente del tipo de material debido a la coincidencia de un aumento en la presión radial con una disminución en la presión circunferencial (puntos 1 a 3 en la Figura 2.5); sin embargo, para analizar adecuadamente la arena y la roca se debe aplicar un análisis drenado que considere el cambio de volumen. Como se considera que el material está completamente drenado, se

adopta un análisis de esfuerzo eficaz. La mayoría de los modelos desarrollados utilizan un criterio de rendimiento de Mohr-Coulomb y expresan el cambio de volumen en términos de un ángulo de dilatación, ψ . El criterio general de rendimiento de Mohr-Coulomb expresado en términos relacionados con la expansión de la cavidad del presiómetro es:

$$p_f = c' \cos \phi' + p_0 (\text{sen} \phi' + 1) \quad (42)$$

Donde p_f es la presión aplicada de fluencia al inicio del comportamiento plástico (punto 3 en la Figura 2.5), p_0 , es la presión in situ (o esfuerzo horizontal inicial, σ_{ho}), c' es la cohesión efectiva y ϕ' es el ángulo interno de fricción. Para un material sin cohesión, como la arena, la ecuación (42) se reduce a:

$$p_f = p_0 (\text{sen} \phi' + 1) \quad (43)$$

2.3.1.- Solución para arenas

Dos modelos que se utilizan con frecuencia para determinar los parámetros de ingeniería y el comportamiento esfuerzo-deformación en arena son los desarrollados por Hughes (1977) y Manassero (1989). Ambos modelos utilizan un criterio de comportamiento de Mohr-Coulomb y adoptan una regla de flujo plástico basada en la teoría de dilatación de esfuerzos de Rowe. La deformación elástica desarrollada después de la etapa elástica se desprecia, ya que se considera insignificante en comparación con la deformación plástica. La teoría de la dilatación de Rowe relaciona la relación de esfuerzo principal con los cambios de volumen a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{1 + \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} = \left(\frac{1 + \text{sen} \psi}{1 - \text{sen} \psi} \right) \left(\frac{1 + \text{sen} \phi'_{cv}}{1 - \text{sen} \phi'_{cv}} \right) \quad (44)$$

Donde ϕ' es el ángulo de fricción interno efectivo, ψ es el ángulo de dilatación y ϕ'_{cv} es el ángulo de resistencia al corte a volumen constante, también conocido como ángulo de fricción crítico.

Los cambios de volumen que ocurren durante la carga dependerán del estado inicial de la arena probada. El estado de la arena se puede describir mediante la relación de vacíos y los esfuerzos efectivos presentes antes de la carga. Si la arena está suelta, con una alta proporción de vacíos, se contraerá al cargarla, mientras que una arena densa, con una baja proporción de vacíos, tenderá a expandirse o dilatarse. La tasa de dilatación, expresada en términos del ángulo de dilatación variará con los cambios en el volumen y el esfuerzo cortante, y se puede expresar de la siguiente manera:

$$\text{sen } \psi = -\frac{d\epsilon_v}{d\gamma} \quad 45)$$

Donde ϵ_v es la deformación volumétrica y γ es la deformación por cortante.

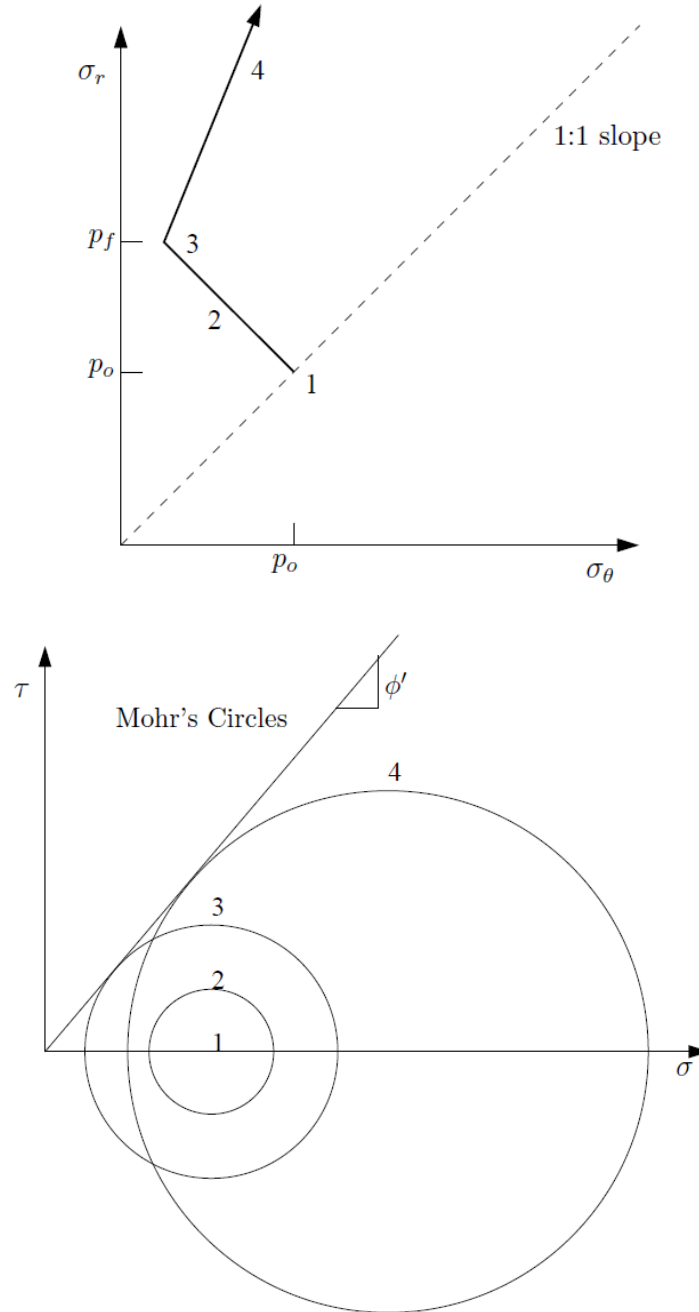


Figura 2.5.- Trayectoria de esfuerzo y círculo de Mohr para un análisis drenado. (Clarke, 1995)

La relación de esfuerzos efectivos, K , variará a medida que la carga aplicada y las deformaciones cortantes resultantes aumenten, hasta que la arena se haya movilizad

un estado crítico. Una vez que se alcanza un estado crítico, los cambios de volumen cesarán y el ángulo de fricción movilizado y la relación de esfuerzos efectivos se volverán constantes. La relación de esfuerzos efectivos se puede definir como:

$$K = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \frac{\sigma'_r}{\sigma'_\theta} = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \quad (46)$$

Para una condición de estado crítico, la relación de esfuerzos, K_{pcv} , se puede expresar de manera similar reemplazando ϕ' con el ángulo de fricción crítico, ϕ'_{cv} , en la ecuación (46). Usando las relaciones desarrolladas en las ecuaciones (45) y (46), la teoría de la dilatación de Rowe se puede expresar como:

$$K = K_{pcv} \left(\frac{1 - \frac{d\epsilon_v}{d\gamma}}{1 + \frac{d\epsilon_v}{d\gamma}} \right) \quad (47)$$

La ecuación anterior no se puede resolver en una solución de forma cerrada a menos que se hagan suposiciones. Hughes (1977) desarrolló una solución asumiendo una relación de esfuerzos constante, K , y un ángulo de dilatación constante; es decir, un modelo plástico perfectamente elástico. Esta suposición da como resultado una relación lineal entre la deformación volumétrica y la deformación por cortante. La relación se puede escribir como:

$$\epsilon_v = c - \gamma \text{sen}\psi \quad (48)$$

Donde c es una constante definida como se ilustra en la Figura 2.6. La ecuación (48) se puede reescribir en términos de deformación radial y circunferencial de la siguiente manera:

$$-\text{sen}\psi = \frac{\epsilon_\theta + \epsilon_r}{\epsilon_r - \epsilon_\theta} \quad (49)$$

Usando la relación anterior, junto con la teoría de la dilatación de esfuerzo de Rowe, Hughes desarrolló la siguiente relación entre la deformación de la cavidad y la presión aplicada durante una prueba presiométrica.

$$\epsilon_v + \frac{c}{2} = \left(\epsilon_R + \frac{c}{2} \right) \left[\frac{p}{p_f} \right]^{\left[\frac{(n+a)}{(1-N)} \right]} \quad (50)$$

Donde ϵ_R es la deformación al inicio del rendimiento, cuando se alcanza la presión p_f , N y n son:

$$N = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \quad n = \frac{1 - \text{sen}\psi}{1 + \text{sen}\psi}$$

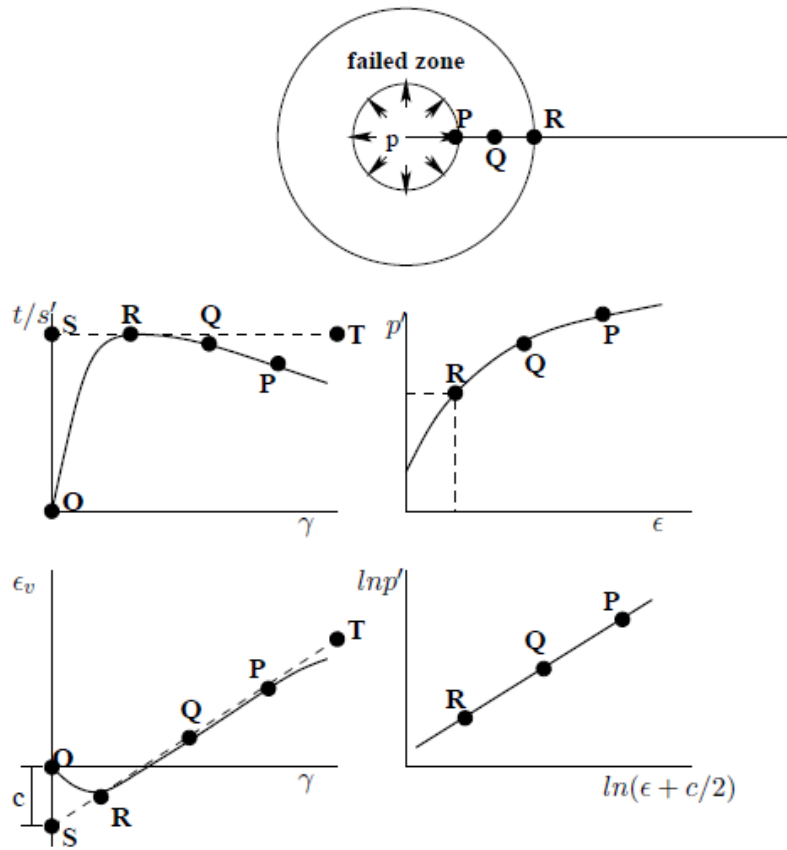


Figura 2.6.- Relaciones esfuerzo-deformación para una cavidad en expansión en la arena (según Hughes et al., 1977)

La constante c se considera insignificante y generalmente se ignora. Si bien esto es cierto para las arenas densas, puede que no sea correcto para las arenas en estados más sueltos. Al trazar la ecuación (50) en una gráfica log-log (usando registros reales), se obtiene una función de línea recta (Figura 2.6). Hughes usó el gradiente de esta línea, $s = [(1 - N) / (n + 1)]$, junto con la relación de Rowe para calcular los valores de ϕ' y ψ . Las ecuaciones resultantes son las siguientes:

$$\text{sen}\phi' = \frac{s}{1 + (s - 1)\text{sen}\phi'_{cv}} \quad (51)$$

$$\text{sen}\psi = s + (s - 1)\text{sen}\phi'_{cv} \quad (52)$$

Manassero (1989) abordó el problema de modelar el comportamiento drenado de una cavidad en expansión utilizando una técnica de diferencias finitas. Usando la relación para la teoría de la dilatación de Rowe derivada anteriormente en la Ecuación (47), Manassero desarrolló la siguiente ecuación gobernante en términos de esfuerzos y deformaciones radiales y circunferenciales, válidas en cualquier deformación:

$$\frac{d\sigma_r}{d\epsilon_\theta} = -\sigma_r' \left(\frac{1 + K_{acv} \left(\frac{d\epsilon_r}{d\epsilon_\theta} \right)}{\epsilon_r - \epsilon_\theta} \right) \quad (53)$$

donde $K_{acv} = 1 / K_{pcv}$. En la pared de la cavidad, $\sigma_r = p$ y $\epsilon_\theta = \epsilon_c$, y se puede determinar directamente a partir de los datos recopilados. Por tanto, la ecuación anterior debe resolverse en términos de deformación radial, ϵ_r . Usando una técnica de diferencias finitas, la pendiente en cualquier punto i de la curva obtenida durante una prueba de presiómetro es:

$$\frac{dp}{d\epsilon_\theta} = \frac{p_i - p_{i-1}}{\epsilon_{c(i)} - \epsilon_{c(i-1)}} \quad (54)$$

Se puede utilizar una relación similar para describir el cambio en la deformación radial con la deformación de la cavidad:

$$\frac{d\epsilon_r}{d\epsilon_c} = \frac{\epsilon_{r(i)} - \epsilon_{r(i-1)}}{\epsilon_{c(i)} - \epsilon_{c(i-1)}} \quad (55)$$

Reemplazando las ecuaciones (54) y (55) en la (53) y resolviendo en términos de deformación radial:

$$\begin{aligned} \epsilon_r = & \frac{p_{(i)} [\epsilon_{c(i-1)} + K_{acv} \epsilon_{r(i-1)}]}{2[p_{(i)}(1 + K_{acv}) - p_{(i-1)}]} - \frac{p_{(i-1)} \epsilon_{c(i)}}{2[p_{(i)}(1 + K_{acv}) - p_{(i-1)}]} + \frac{p_{(i)} [\epsilon_{c(i-1)} - \epsilon_{r(i-1)}]}{2K_{acv} p_{(i-1)}} \\ & + \frac{p_{(i-1)} [\epsilon_{r(i-1)}(1 + K_{acv}) - \epsilon_{c(i)}]}{2K_{acv} p_{(i-1)}} \quad (56) \end{aligned}$$

El resto de la curva de esfuerzo-deformación se puede construir determinando las deformaciones cortantes y volumétricas de la Ecuación (53) y la técnica de diferencias finitas.

2.3.2.- Soluciones para rocas

La trayectoria de esfuerzos que se muestra a la izquierda en la Figura 2.7 es típica de una cavidad en expansión en un medio continuo y homogéneo. Mientras que el material se

comporta elásticamente, el cambio en el esfuerzo radial es igual y opuesta al esfuerzo circunferencial hasta el inicio de la fluencia. Una vez que se alcanza la presión de fluencia, el esfuerzo radial y circunferencial aumentan simultáneamente y el material se deforma plásticamente. Este es el comportamiento asumido al modelar el suelo. Sin embargo, al modelar una roca débil, es probable que el esfuerzo circunferencial exceda la resistencia a la tensión, σ_t , de la roca antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia, σ_y , lo que resulta en una falla por tensión frágil que conduce a fracturas y propagación de grietas. Por lo tanto, el material ya no se comportará como un continuo y será necesario considerar la inclusión de los efectos de la propagación de grietas y la resistencia a la tensión de la roca.

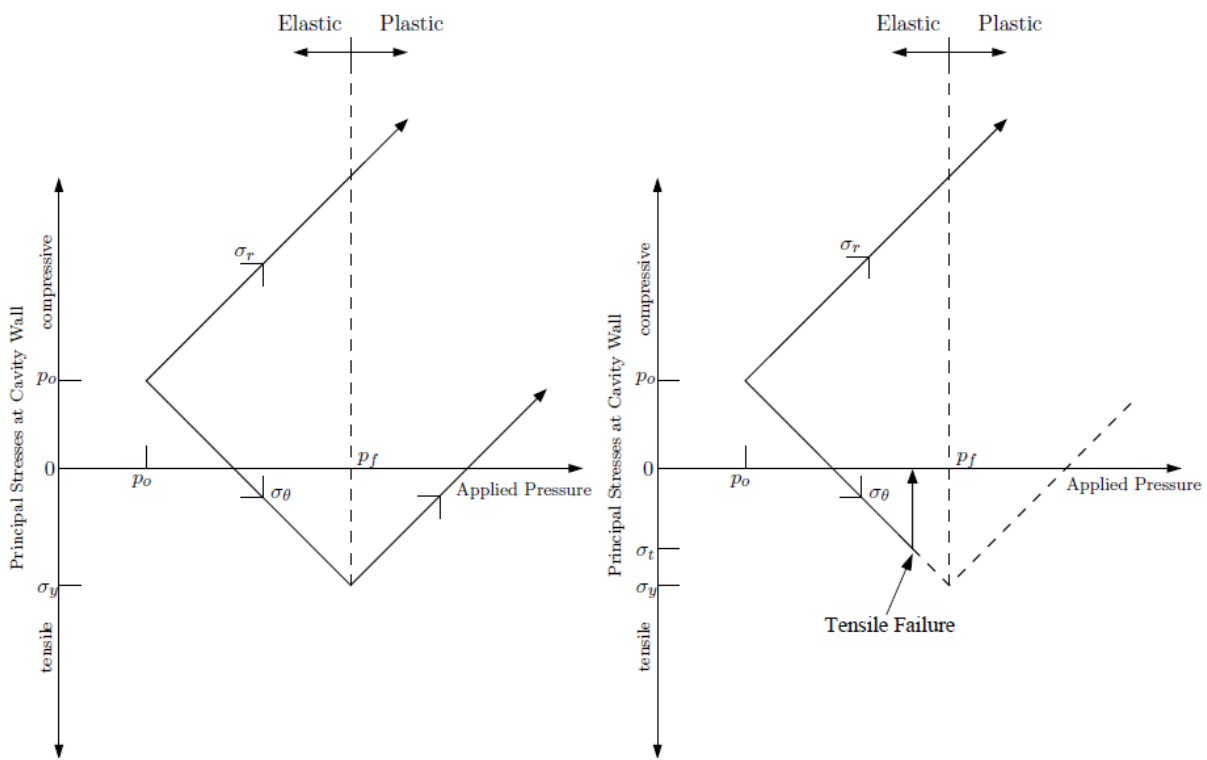


Figura 2.7.- Trayectoria de esfuerzos para un suelo (izq.) y roca (der.) Haberfield (1987).

Al realizar una prueba presiométrica, la presión aplicada debe ser igual al esfuerzo horizontal in situ, definida como p_0 en la Figura 2.7, antes de que se produzca cualquier deformación del suelo o de la roca. Una vez que la presión aplicada se incrementa a un valor dos veces mayor que el esfuerzo horizontal inicial, el esfuerzo circunferencial será igual a cero siempre que la presión de fluencia p_f sea mayor que $2p_0$. Un aumento adicional de presión dará como resultado un aumento del esfuerzo de tensión (a medida que el esfuerzo circunferencial se vuelve negativa) hasta que se alcance la presión de fluencia o

la resistencia a la tensión del material. Por lo tanto, si se alcanza primero el límite elástico, el rendimiento aparente se puede definir como:

$$p_f = 2p_o + |\sigma_y| \quad 57)$$

Y la presión a la que se producirá el inicio de la fractura por tensión y el inicio de la fisura es:

$$p_c = 2p_o + |\sigma_t| \quad 58)$$

A partir de estas ecuaciones, es evidente que el potencial de fractura y desarrollo de grietas en la formación rocosa depende de la presión horizontal in situ y del criterio de fluencia del material probado. Por lo tanto, a mayores profundidades, cuando está presente una presión horizontal mayor, se suprimirá la iniciación de la grieta y lo más probable es que la roca ceda como un continuo que se puede modelar de una manera similar a la del suelo, siempre que se establezca un criterio de rendimiento y una regla de flujo adecuados.

El problema de modelar la reacción de la roca débil a una cavidad en expansión para el análisis con presiómetro ha sido intentado previamente por un puñado de investigadores, más notablemente, Rocha *et al.* (1966), Ladayni (1976) y Haberfield (1987, 1990, 1997). Los modelos desarrollados por Rocha y Ladayni son soluciones analíticas y, por lo tanto, requieren supuestos simplificadores que pueden no representar la verdadera naturaleza de la roca débil.

El modelo de expansión de cavidades para el análisis de rocas débiles desarrollado por Haberfield utiliza un criterio de falla de Mohr-Coulomb que incorpora un material $c' - \phi'$ con una técnica de elementos finitos para permitir el inicio y propagación de grietas radiales. A manera de resumen, se presenta lo desarrollado por Haberfield.

Las fases desarrolladas por Haberfield se muestran en la Figura 2.8. Durante la fase elástica (antes de la fluencia), la ecuación que rige la respuesta del material es la misma que se indicó anteriormente, aquí se muestra de nueva cuenta:

$$\epsilon_c = \frac{u}{a} = \frac{p - p_o}{2G} \quad 59)$$

donde ϵ_c es la deformación de la cavidad, u es el desplazamiento de la cavidad, a es el radio inicial de la cavidad, p es la presión aplicada, p_o es la presión horizontal in situ y G es el módulo de corte. Cabe señalar que como se trata de un análisis drenado, todas las propiedades del material están en términos de esfuerzo efectivo.



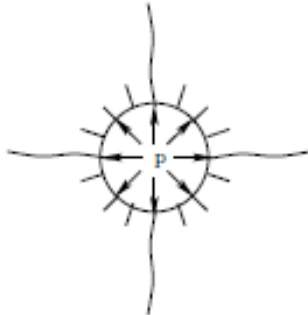
$$p < 2p_o + |\sigma_t|$$

Expansión elástica, sin grietas.



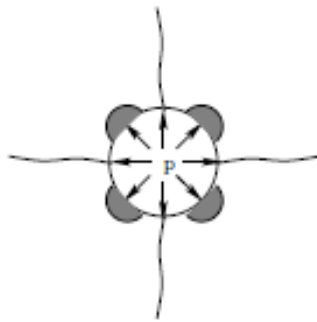
$$p = 2p_o + |\sigma_t|$$

Expansión elástica, inicia agrietamiento en la cavidad.



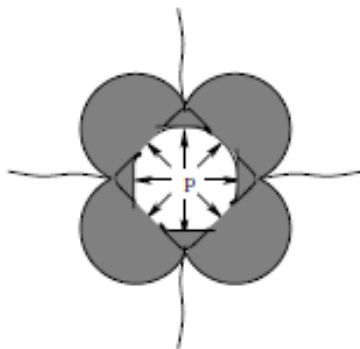
$$2p_o + |\sigma_t| < p < (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

Propagación de grietas en la dirección más débil



$$p > (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

Continúa la propagación de grietas, la roca entre las grietas comienza a fallar.



$$p \gg (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

La zona de corte aumenta a medida que las grietas se cierran en la pared de la cavidad.

Figura 2.8.- Proceso de falla alrededor de la expansión de la cavidad en rocas débiles, Haberfield (1990).

El modelo de elementos finitos desarrollado por Haberfield fue diseñado para tener en cuenta la propagación de la grieta teniendo en cuenta las altas tensiones (teóricamente infinitas) que se desarrollan en la punta de una grieta que se propaga. A través de una serie de pruebas de laboratorio, Haberfield determinó que generalmente se desarrollaron dos,

tres o cuatro grietas importantes durante la falla por tensión y el número de grietas se relacionó con la presión in situ aplicada. Las presiones más bajas in situ generalmente dieron como resultado la formación de dos grietas diametralmente opuestas, mientras que las presiones más altas produjeron cuatro grietas igualmente espaciadas que se propagaron lejos de la cavidad del medidor de presión.

El desplazamiento antes de alcanzar la resistencia a la compresión de la roca se puede definir como:

$$\varepsilon_c = \frac{1}{2G} \left[p(1 - \nu) \ln \left(\frac{r_c}{a} \right) + p - p_o \frac{r_c}{a} \right] \quad (60)$$

Esta ecuación es válida siempre que la presión aplicada sea menor que la resistencia a la compresión de la roca. Sin embargo, una vez que se excede la resistencia a la compresión de la roca, la roca cederá y se desarrollarán zonas de cizallamiento en el material, entre las grietas radiales. Una vez que la presión aplicada ha superado en gran medida σ_c , las grietas en la pared de la cavidad comenzarán a cerrarse, creando una zona de corte alrededor de toda la cavidad en expansión (Figura 2.8). Se invita al lector a leer las referencias de esta tesis para consultar el desarrollo de esta ecuación y las investigaciones realizadas alrededor de la investigación hecha por Haberfield, la cual queda lejos del alcance de esta tesis.

CAPÍTULO 3 PRESIÓMETRO Y PARÁMETROS DE DISEÑO

En el capítulo 1 se hizo una introducción acerca de lo que es el presiómetro. En este capítulo se extenderá un poco más lo presentado anteriormente, con el fin de entender por completo el desarrollo de la prueba y la importancia en la obtención de parámetros presiométricos, los cuales son utilizados en el diseño de cimentaciones.

3.1.- Presiómetro

La prueba del presiómetro consiste en la colocación de una sonda cilíndrica en el suelo, la cual se expande presurizando al suelo o roca horizontalmente. La presión " p " sobre el suelo (σ_r) y el incremento relativo de la cavidad del suelo son obtenidos durante la prueba presiométrica, la cual nos da una curva de esfuerzo deformación in situ. Posterior a ello, el desarrollo de la prueba del presiómetro se lleva a cabo a diferentes profundidades, en orden, para obtener perfiles de parámetros presiométricos del suelo.

Se han mencionado antes los diferentes tipos de presiómetro: presiómetro de perforación previa, presiómetro autoperforante y presiómetro de hincado, siendo el más utilizado el presiómetro de perforación previa, por ejemplo, el presiómetro Menard es de ese tipo. Para el desarrollo del trabajo de exploración utilizado en esta tesis, se usó un presiómetro de perforación previa desarrollado por la empresa OYO Corporation.

3.1.1.- Elastómetro HQ con sonda modelo - 4180

Como se ha mencionado antes, en 1933 se le atribuyó a Kogler el desarrollo del primer presiómetro, sin embargo, este no incursionó mucho en esta área. En 1955 Louis Menard en Francia desarrolló el presiómetro de perforación previa para medir las propiedades de deformación in situ del suelo, y también funda su propia empresa. Para 1963, y con base en la experiencia adquirida, publicó las primeras ecuaciones y gráficas relacionadas directamente a los resultados del presiómetro para diseño de asentamientos en cimentaciones y capacidad de carga.

En un esfuerzo por mejorar el procedimiento de la prueba, en 1965 Jezequel desarrolló en Francia el primer presiómetro autoperforante que más tarde sería mejorado, y en 1966 Suyama, Imai y Ohya de la corporación OYO desarrollaron el muestreador de carga lateral y poco después el Elastmeter o Elastómetro. Este último con capacidad de 20 MPa, suficientes para poder realizar pruebas presiométricas en roca (Figura 3.1).



Figura 3.1 Elastómetro – 2, Sonda Modelo-4180 (der), Lector digital 4018 (centro) y bomba de mano de alta presión (izq). (Tomada de ficha técnica, OYO Corporation)

Como se mencionó anteriormente, existen en el mercado diferentes tipos de sondas presiométricas, Briaud en su libro de 1992 puede mencionar hasta 4 tipos distintos, pero en un grado general se pueden agrupar en solo dos tipos:

- Sonda con tres celdas, celda central de medición y dos celdas de guarda a los lados que garantizan un correcto inflado y medición en la sonda central sin deformación. La celda de medición es inflada con agua y las de guarda con gas, fuente de presión a partir de nitrógeno comprimido.
- Sonda de una sola celda alargada, que asegura un correcto inflado y medición en la parte central de la sonda.

La precisión de la prueba se verá afectada cuando la sonda no pueda adoptar la forma del pozo con precisión.

Por lo anterior y observando las figuras 3.1 y 3.2, podemos observar que la sonda del Elastómetro es de una sola celda alargada, con capacidad de hasta 20 MPa que garantizan su correcto uso en rocas, desde blandas a duras y en suelos duros. Es una sonda de 62 mm de diámetro exterior con una longitud de 520 mm en su zona de medición, mientras que la longitud total es de 900 mm. OYO Corporation garantiza que su presiómetro puede llegar a la presión de fluencia en las rocas, así como a la presión límite en blandas como las lutitas.



Figura 3.2.- Sonda del Elastómetro y sus componentes. (Tomada de ficha técnica, OYO Corporation)

La sonda cuenta con transductores de alta precisión y circuitos eléctricos integrados en la sonda que mejoran su precisión, confiabilidad y operatividad en las mediciones de campo. Cuenta con dos brazos estirados dentro de la camisa de gomas, este sistema convierte el desplazamiento con el radio interior del empaque de goma en el que representa la deformación con el diámetro del pozo. El Elastómetro es una sonda de desplazamiento radial que generalmente proporciona el desplazamiento de la superficie interna de la membrana en uno o varios puntos. Los transductores de desplazamiento incluyen transformadores diferenciales lineales, medidores de efecto Hall y medidores de deformación. El espesor de la membrana se reduce a medida que la membrana se expande, por lo que debe realizarse una corrección por desplazamiento. La norma del ensayo presiométrico marca que una precisión del dispositivo de lectura debe ser tal que se pueda medir un cambio de 0.1% en el diámetro de la sonda. Los componentes de la sonda se pueden ver en la Figura 3.3.

La norma ASTM D- 4719 (método estándar para presiómetros de perforación previa) no considera a los ensayos presiométricos en roca, por lo tanto, tampoco habla al respecto de

los equipos utilizados para este tipo de ensayos presiométricos, pero puede ser utilizada como base y guía para el desarrollo de la prueba.

3.1.2.- Equipo presiométrico

El resto del equipo se mencionó en el capítulo 1 como parte de una introducción, así que a continuación, se detallará lo estipulado en la norma, que sirve principalmente como una base; a su vez se mostrará el equipo utilizado en el Elastómetro de OYO.

Después de conocer la sonda en el apartado anterior, se tiene la unidad de control, consola de medición o controlador presión-volumen. En el caso del Elastómetro se tiene que mantener la presión de forma manual y es por ello que se cuenta con la bomba manual de presión modelo 4185, que tiene una capacidad máxima de 20 MPa, con una unidad de escape de 5 cm³ una capacidad del tanque de 18 l, manómetro de medición de 20 MPa, con dimensiones exteriores de 290 mm de ancho x 610 mm de largo x 375 mm de alto y un peso aproximado de 8 kg. La figura 3.1 muestra la bomba manual descrita previamente.

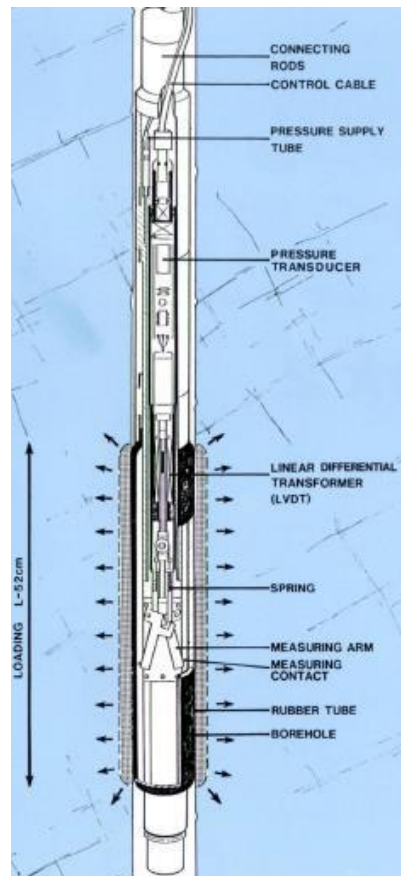


Figura 3.3.- Componentes del Elastómetro-2 Modelo 4180. (Tomada de ficha técnica, OYO Corporation)

Para completar el sistema de obtención de datos y control de la prueba se tiene el lector de presión digital modelo 4018 con pantalla que muestra la presión y/o desplazamiento de manera digital. Con visualización de desplazamiento de +/- 19.99 mm, pantalla de presión con un límite de 20 MPa (presión máxima que ejerce el Elastómetro), una fuente de alimentación externa DC 12 V, con batería incorporada de 12V 4.5 A/h. Este equipo tiene dimensiones de 220 mm de largo x 80 mm de alto x 306 mm de ancho con un peso aproximado de 5.5 kg (Figura 3.4).



Figura 3.4.- Lector de presión/deformación radial para Elastómetro ..(Tomada de ficha técnica, OYO Corporation)

Para finalizar la conexión de la sonda a la superficie con la unidad de control, se cuentan con tuberías de alta presión Modelo 4153, con funda exterior de neopreno, un tubo interior de nailon (trenzado reforzado), con una presión máxima de trabajo de 20 MPa, de diámetro exterior tiene 8 mm y longitud estándar de 100 m. Por último, y como parte de la conexión, se cuenta con el cable de control modelo 04181-2001, con funda exterior: poliuretano (color negro) de diámetro exterior: 5 mm, longitud: 100 m (estándar) y resistencia a la tracción: 15 N.

3.2.- Verificación previo al ensaye presiométrico

Como introducción de las calibraciones, en el capítulo 1 se habló de manera breve y como introducción de la calibración por pérdida de volumen y la calibración de presión, ya que este tipo de calibraciones forman parte del procedimiento previo al desarrollo de la prueba del presiómetro de Menard, misma que se muestra en la norma ASTM D4719, y como se mencionó antes, esta norma sirve como base del presiómetro, pero no es del todo aplicable en equipos hechos para ensayos en roca. Tal es el caso del Elastómetro aquí utilizado, ya que al contar con transductores de desplazamiento radial, su forma de calibración y verificación es distinta.

El Elastómetro tiene que cumplir con tres calibraciones de la membrana que son:

- Calibración por fuerza de reacción.
- Calibración por disminución de espesor de la membrana por la presión.
- Calibración por disminución de espesor de la goma de la camisa debido a la expansión dimensional de la membrana.

3.2.1.- Calibración por fuerza de reacción de la membrana

Las camisas nuevas requieren ser plastificadas antes de su uso, para asegurar una respuesta uniforme. Esto se consigue después de haber inflado 3 a 4 veces la membrana al aire libre. Las presiones corregidas aplicadas a las paredes de la perforación para cada lectura, serán las medidas por el Lector de presión/ deformación menos las de reacción de la calibración.

$$P_c = \text{Presión medida} - \text{presión de reacción}$$

Para llevar a cabo esta calibración se requiere de un software de adquisición de datos. Para iniciar la calibración, se debe inflar la sonda hasta aproximadamente 3 mm, mantener dicha presión y adquirir dicha medición en el sistema de adquisición de datos del software. Se repite de nueva cuenta el paso anterior inflando esta vez 2 mm y manteniendo la presión, adquiriendo la medición y de ese modo consecutivamente, hasta llegar a los 18 mm. Se guarda la curva de presión vs radio generada y se desinfla la sonda. Se repite el procedimiento obteniendo una nueva curva y de nueva cuenta guardada esta nueva de presión vs radio, la calibración concluye cuando las curvas generadas empiecen a tener la misma forma.

De las curvas generadas se selecciona la que será utilizada como base de la calibración (alguna de las finales) se obtiene una línea de tendencia de dicha curva y de este modo el software adquirirá los datos de corrección por reacción de la membrana.

3.2.2.- Verificación de medición de radio

Al Elastómetro se le debe retirar la membrana e introducir el anillo de calibración, Figura 3.5. Se debe colocar el anillo de calibración en los brazos de medición de la sonda en la zona A, girando la pieza 360° sobre el eje de la sonda, midiendo las lecturas máxima y mínima en el lector de presión, verificando que coincidan con una precisión de +/- 0.01 mm. Se toman estas medidas con el sistema de adquisición de datos y posteriormente se realiza el mismo proceso, pero esta vez tomando el radio mayor.

Se validan los datos registrados y de este modo con el software se obtiene un nuevo factor para el radio; una vez concluido esto, todas las lecturas de la sonda estarán calibradas para ese valor.

A continuación, se debe obtener el radio inicial de la sonda R_0 , esto se hace de manera sencilla, se vuelve a incorporar la membrana, después de retirar el anillo de calibración, a la sonda y tras unos minutos en el que el lector de presión/deformación se ajuste se tomará la lectura R_0 , este valor se transferirá al sistema de datos y con esto concluirá la verificación de medición del radio.

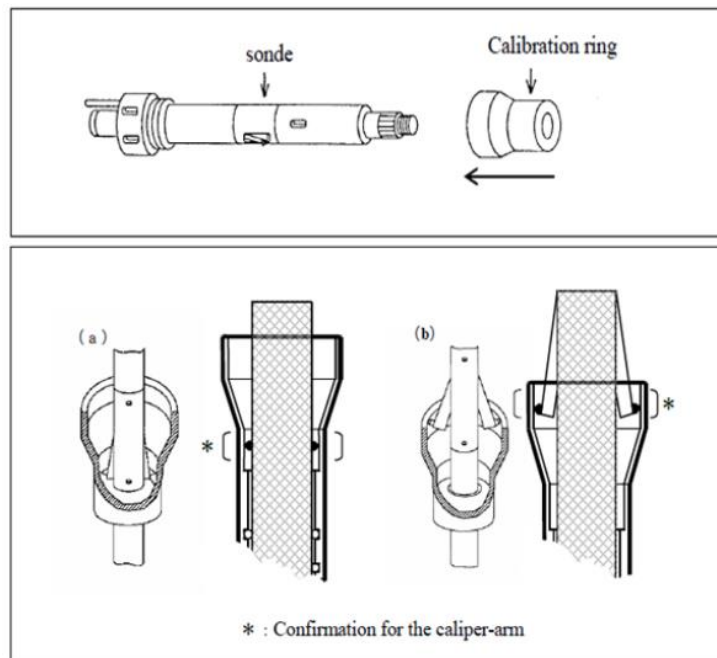


Figura 3.5.- Colocación del anillo de calibración (OYO Corporation, 2008).

3.2.3.- Calibración por disminución de espesor de la membrana debido a la presión

Al igual que las calibraciones anteriores, se debe seguir usando el software de obtención de datos de calibración, y de igual modo se utilizará un tubo de calibración de acero de alta resistencia de 76 mm de diámetro y 5 mm de espesor.

La sonda del Elastómetro se introduce en el tubo de calibración, se prepara el sistema de adquisición de datos y se aplica una presión de 3.5 o 10 kg/cm^2 de presión, esto dependerá del tipo de membrana utilizada (si es blanda o dura). Se adquieren los datos medidos y posteriormente se vuelve a incrementar la presión tomando lecturas de 10 en 10, hasta alcanzar los 80 a 90 kg/cm^2 de presión en membranas duras y hasta 25 kg/cm^2 en lecturas de 2.5 kg/cm^2 para membranas blandas.

Una vez alcanzadas las presiones de calibración, se desinfla la sonda y se obtiene la curva de calibración por espesor de la membrana, esto da como resultado un factor dado por una línea de tendencia, y se adquiere ese coeficiente, el cual afectará los datos medidos durante la prueba. De este modo los radios corregidos serán afectados como:

$$\text{Radio } c = \text{Radio medido} - \text{Diferencial del radio}$$

3.2.4.- Calibración por disminución de espesor de la membrana debido a la expansión

Para esta corrección se requieren los tubos de calibración de 76 mm de diámetro, 80 mm, 85 mm y 90 mm, o valores similares con tolerancias de +/- 0.1 mm, así como también el sistema de adquisición de datos.

Se deben introducir los datos de los diámetros internos de cada tubo de calibración en milímetros, posterior a ello se introduce la sonda en el primer tubo de calibración de 76 mm de diámetro, presurizando hasta 10 kg/cm² si es una membrana dura o 3.5 kg/cm² de presión para membrana blanda. Se toma la lectura y posterior a ello se desinfla la sonda y es retirada.

Se debe realizar la misma operación para cada tubo de calibración, adquiriendo sus datos medidos para posteriormente poder construir su curva de calibración, obteniendo así su línea de tendencia. Se toman los datos medidos con el programa y de este modo se tendrán los valores de corrección para cada lectura realizada.

Se debe destacar que las correcciones se harán de forma automática, siempre y cuando todas las calibraciones hayan sido ejecutadas de manera correcta.

3.3.- Preparación de la perforación para el ensayo presiométrico.

Parte esencial de la prueba de presiómetro de perforación previa es la correcta ejecución en el barrenado para generar la cámara de prueba a la profundidad donde se llevará a cabo el ensayo.

Los resultados de este método de prueba dependen del grado de perturbación durante la perforación del pozo y la inserción de la sonda del medidor de presión. Dado que la perturbación no se puede eliminar por completo, la interpretación de los resultados de la prueba debe incluir la consideración de las condiciones durante la perforación. Esta alteración es particularmente significativa en arcillas muy blandas y arenas muy sueltas. Es posible que las perturbaciones no se eliminen por completo, pero deben minimizarse para que se apliquen las reglas de diseño del presiómetro.

Se pueden tener diversas herramientas para la perforación en el campo, en este caso la norma ASTM D 4719 nos da una tabla (Tabla 3.1) para la selección del tipo de equipo a emplear, dependiendo del tipo de material en el que se llevará a cabo la prueba.

3.3.1.- Requisitos generales de la perforación

Se requiere cumplir dos condiciones para obtener un barreno de calidad:

- 1) El diámetro del barreno debe estar dentro de ciertas tolerancias.
- 2) El equipo y el método usado para la perforación del barreno deben causar la menor perturbación en el suelo y en la pared del barreno (Tabla 3.1).

Tabla 3.1.- Guía para la selección de métodos y herramientas de preparación de pozos. (Norma ASTM D -4719).

Soil	Type	Rotary Drilling With Bottom Discharge of Prepared Mud	Pushed Thin Wall Sampler	Pilot Hole Drilling and Subsequent Sampler Pushing	Pilot Hole Drilling and Simultaneous Shaving	Continuous Flight Auger	Hand Auger in the Dry	Hand Auger With Bottom Discharge of Prepared Mud	Driven or Vibro-driven Sampler	Core Barrel Drilling	Rotary Percussion	Driven Vibro-driven or Pushed Slotted Tube
Clayey soils	Soft	2 ^B	2 ^B	2	2	NR	NR	1	NR	NR	NR	NR
	Firm to stiff	1 ^B	1	2	2	1 ^B	1	1	NR	NR	NR	NR
	Stiff to hard	1	2	1	1	1 ^B	NA	NA	NA	1 ^B	2 ^B	NR
Silty soils	Above GWL ^C	1 ^B	2 ^B	2	2 ^B	1	1	2	2	NR	NR	NR
	Under GWL ^C	1 ^B	NR	NR	2 ^B	NR	NR	1	NR	NR	NR	NR
Sandy soils	Loose and above GWL ^C	1 ^B	NR	NR	2	2	2	1	2	NA	NR	NR
	Loose and below GWL ^C	1 ^B	NR	NR	2	NR	NR	1	NR	NA	NR	NR
	Medium to dense	1 ^B	NR	NR	2	1	1	1	2	NR	2 ^B	NR
Sandy gravel or gravely sands below GWL	Loose	2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NR	NA	2	2
	Dense	NR	NA	NA	NA	NR	NA	NA	NR	NA	2	1 ^D
Weathered rock	...	1	NA	2 ^B	NA	1	NA	NA	1	2	2	NR

^A 1 is first choice; 2 is second choice; NR is not recommended; and NA is nonapplicable.

^B Method applicable only under certain conditions (see text for details).

^C GWL is groundwater level.

^D Pilot hole drilling required beforehand.

Para cumplir con la primera condición, se tiene lo siguiente: el diámetro de la herramienta de perforación será "D₁", el diámetro de la probeta desinflada es "D₂", y por último, el diámetro inicial del barreno es "D₃", de este modo se debe cumplir:

$$D_2 \leq D_1 \leq 1.03D_2$$

$$1.03D_2 \leq D_3 \leq 1.2D_2$$

Estas tolerancias ayudarán a no tener un barreno demasiado pequeño o demasiado grande, ya que si el barreno es demasiado pequeño dificultará que se pueda bajar la probeta en el barreno y se podría obtener la curva A como la que se muestra en la Figura 3.6; los datos que se obtienen de esa curva serían solo parcialmente útiles. Si el barreno es demasiado grande se puede obtener una curva B, como la de la Figura 3.6, en donde la presión límite

del suelo no puede ser alcanzada, por lo que se complica aún más en rocas de buena calidad.

Es por ello que se debe cumplir con las tolerancias antes mostradas, así se puede obtener una curva presiométrica como la de la Figura 3.7, en la cual la obtención de los parámetros presiométricos se puede llevar a cabo de manera correcta, mientras que para cumplir con la segunda condición mencionada, se puede utilizar la tabla 3.1 de la norma y así obtener una perforación con el menor grado de perturbación posible; en caso contrario, se puede obtener una medición como la mostrada en la Figura 3.6, donde existe un grado de perturbación evidente en las lecturas.

De este modo, como se mencionó en el capítulo 1, el ensayo presiométrico ejecutado en un buen barreno puede llevar al resultado de la curva presiométrica ideal, en donde se puede ver la recuperación del material hasta el inicio del rango elástico, la línea recta donde se obtiene el módulo presiométrico, la presión de fluencia y por último la presión límite. Todos estos parámetros se describirán en los siguientes apartados.

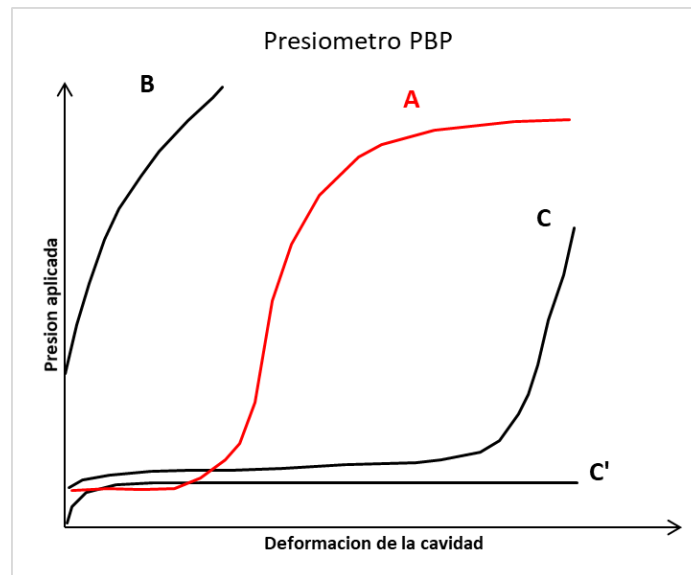


Figura 3.6.- Influencia del diámetro y perturbación del barreno en la prueba presiométrica (Briaud J.L, 1992).

3.4.- Desarrollo de la prueba

Concluidas las calibraciones pertinentes para la corrección de datos obtenidos durante la prueba, y concluida la profundidad de perforación para la prueba presiométrica, se extraerá el equipo de perforación y se tomarán lecturas iniciales a un lado de la consola (presión y

radio o volumen según sea el caso), y se procederá a la conexión de la sonda presiométrica al conjunto de tuberías de perforación para ser bajada por el barreno. Para una correcta instalación de la sonda se deben seguir las siguientes recomendaciones:

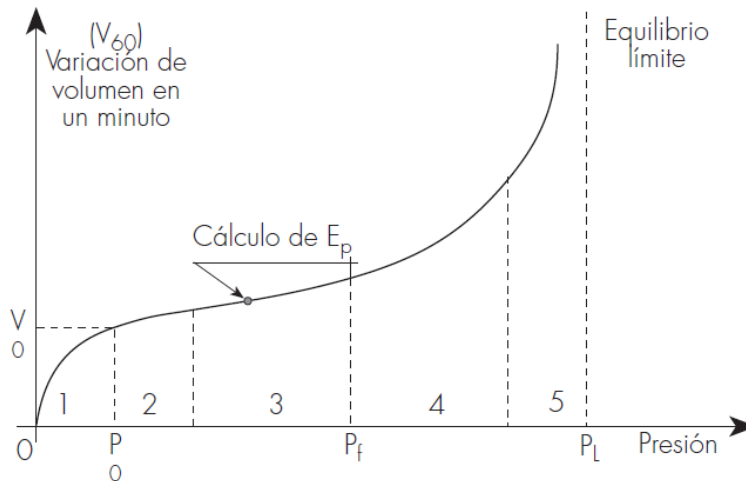


Figura 3.7.- Curva presiométrica ideal. (Manual de edificación, A. GARCÍA, 2003).

Uno, se debe estar seguro de que hay espacio suficiente entre la tubería de perforación y las mangueras de presión del presiómetro y la pared del barreno. La tubería también se debe mantener tensa durante el descenso de la probeta y debe estar pegada a la tubería de perforación cada 3 m. Si la sonda encuentra un lugar estrecho en el sondeo, hasta el punto en el que ya no baja con el peso de las varillas, dos hombres con dos llaves en las varillas pueden mover la sonda hacia arriba y hacia abajo, hasta que despeje el punto estrecho y/o ajustado. Bajo ninguna circunstancia se debe empujar la sonda con el cabezal hidráulico del equipo de perforación. La profundidad de la prueba, es la profundidad de la parte media de la sonda que se infla. Una vez que se está a la profundidad de perforación adecuada, se toman las nuevas lecturas de presión y deformación ya sea radio o volumen, dependiendo del caso.

Mientras que el desarrollo de la prueba es sencillo, al llegar a la profundidad deseada se toman las lecturas hasta llegar a la falla, se requiere de un criterio para llevar a cabo la prueba, esto refiriéndose al desarrollo de inflado y toma de lecturas de la misma. Mientras que la norma ASTM D4719 muestra el criterio desarrollado por Menard para su presiómetro, teniendo dos métodos A y B, presentados en la introducción de esta tesis, uno para incrementos de presión y otro para incrementos de volumen, estos no pueden ser aplicables

al Elastómetro, ya que las capacidades de presión de este equipo sobrepasan lo propuesto en los métodos A y B para iniciar el inflado de la sonda.

Para el desarrollo de la prueba con Elastómetro se llevó a cabo lo propuesto por OYO Corporation, en el que la prueba con Elastómetro se debe hacer por medio de incrementos de presión de 0.5 MPa, hasta alcanzar la falla en la roca o tal vez la capacidad del equipo. La Tabla 3.2 muestra los diferentes criterios para llevar a cabo el desarrollo de la prueba presiométrica.

Una vez llegada a la presión límite o presión de falla, si es que ésta se alcanza, se debe desinflar la sonda y se debe retirar de la perforación con cuidado, se repite el procedimiento de perforación e inflado de la sonda, dependiendo del método utilizado, y de este modo se crea un perfil estratigráfico con los parámetros presiométricos obtenidos de la curva presiométrica.

Tabla 3.2.- Detalles de los métodos de control para el desarrollo de la prueba con presiómetro (Clarke, 1995).

Propuesto por	País	Presiómetro	Material	Método	Incrementos de presión	Incrementos de volumen
LCPC	Francia	Menard	Suelo, Roca	Presión, Volumen	$P_{\text{Limite}}/10$	$V_0/40$
GOST	Rusia	PBP	Suelo	Presión	0.25 MPa	-
ASTM	U.S.A	PBP	Suelo, Roca	Presión, Volumen	$P_{\text{Limite}}/10$	$V_0/40$
Mair y Wood (1987)	Inglaterra	PBP, SBP	Suelo, Roca	Presión, volumen	Arcillas suaves <15 kPa Arcillas rígidas < 50 kPa Rocas débiles > 0.1 MPa	Al menos 6 puntos antes de la fluencia del material
OYO Corporation	Japón	Elastómetro	Suelo, Roca	Presión	0.5 MPa	-

3.5.- Parámetros presiométricos

Después de realizar la prueba obteniendo los datos de presión y radio medidos en campo, se puede realizar la gráfica de la curva presiométrica como se observa en la Figura 3.8. El desarrollo para la obtención de los parámetros presiométricos, los cuales tienen su fundamento en la teoría de expansión de cavidades expuesta en el capítulo 2 de esta tesis, se enlistan a continuación.

3.5.1.- Módulo presiométrico (E_m) y módulo de rigidez al corte (G).

El módulo presiométrico y el módulo de rigidez al corte pueden ser obtenidos directamente de la curva presiométrica que en la Figura 3.8 se puede observar.

De la curva presiométrica no solo se pueden obtener los parámetros presiométricos, desde que se ve su forma se puede conocer el tipo de material en el que se está llevando a cabo en ensayo presiométrico, de modo que en arcillas se puede tener una curva más aplanada, en donde la presión límite es alcanzada con más facilidad, mientras que en arenas la curva tiende a ser más elevada, ya que conforme se lleva a cabo la prueba, la presión puede incurrir en un acomodo de los granos del material, dándole una mayor densidad y teniendo una pendiente más pronunciada en la fase elástica y de este modo el módulo presiométrico puede ser mayor. Para el caso de las rocas, la curva presiométrica dependerá de la calidad de la roca y sus fracturas, no se puede definir una forma que sea significativa.

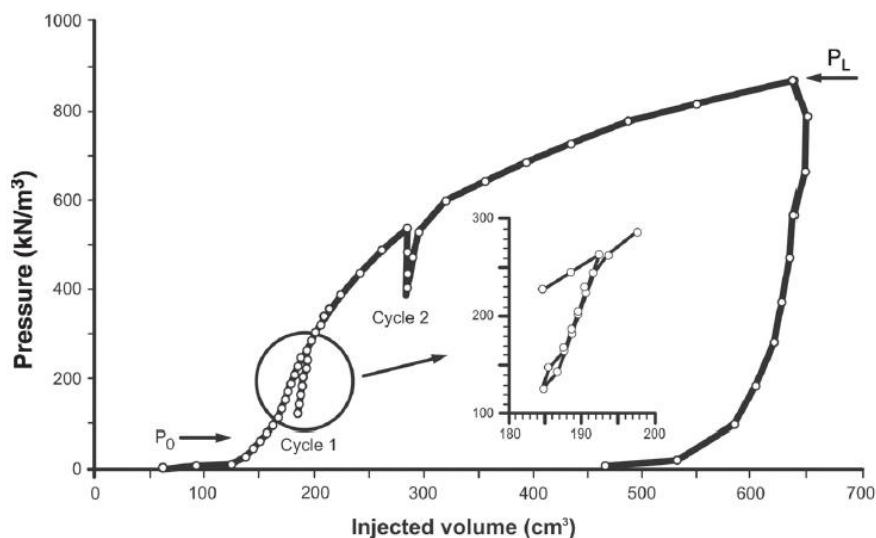


Figura 3.8.- Curva presiométrica. (Pressuremeter in geotechnical design, B. G. Clarke, 2003).

Al concluir el ensayo presiométrico, se grafican los valores de deformación (en este caso el radio), contra el esfuerzo (presión aplicada) y de este modo se construye la curva presiométrica. Se recomienda graficar la presión corregida contra los incrementos de radio $\Delta R/R_0$, así cualquier curva obtenida con cualquier tipo de presiómetro puede compararse entre sí.

La curva presiométrica cuenta con 3 etapas: la primera comprende el inflado de la sonda, hasta ponerse íntimamente en contacto con las paredes de la perforación. Comúnmente en este punto puede obtenerse el esfuerzo horizontal a la profundidad de la prueba. En la segunda etapa el suelo comienza a resistir y es necesario aplicar una presión mayor, para lograr que se deforme. Esta etapa por lo general tiene una parte recta que define la parte elástica del suelo y la tercera etapa manifiesta claramente la deformación plástica del suelo, lo que se define como Presión Límite "PL" o presión de rotura.

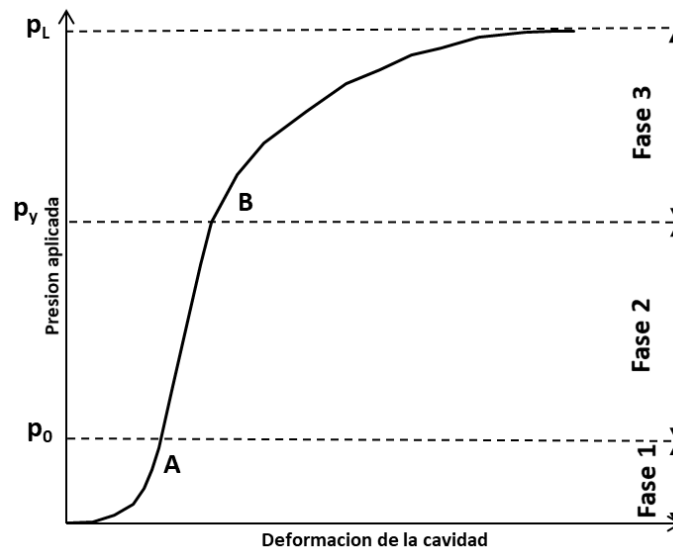


Figura 3.9.- Etapas de la curva presiométrica (The pressuremeter, Briaud, 1992)

El módulo de Menard o módulo del presiómetro es un módulo elástico inicial tomado de la pendiente AB que se identifica a partir de la curva de fluencia como los límites de la respuesta elástica. La pendiente AB es una función del módulo de corte del anillo perturbado y da el módulo de Menard, E_m , definido como:

$$E_m = (1 + \nu)(p_2 - p_1) \frac{\left(1 + \frac{\Delta R}{R_{02}}\right)^2 + \left(1 + \frac{\Delta R}{R_{01}}\right)^2}{\left(1 + \frac{\Delta R}{R_{02}}\right)^2 - \left(1 + \frac{\Delta R}{R_{01}}\right)^2} \quad (61)$$

En donde p_2 y p_1 son las presiones en la parte elástica de la curva presiométrica, el coeficiente de Poisson, ν , se toma como 0.33, para todos los suelos y rocas, $\frac{\Delta R}{R_{01}}$ y $\frac{\Delta R}{R_{02}}$ es la deformación sobre la parte elástica de la curva presiométrica.

Alternativamente el presiómetro de perforación previa puede calcular el módulo de rigidez al corte asumiendo el coeficiente de Poisson, como se vio en el capítulo 2, en la teoría de expansión de cavidades y utilizando un medio elástico se define como:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (62)$$

Para obtener el módulo presiométrico de recarga se realiza de la misma manera que en la ecuación 61, esto es:

$$E_r = (1 + \nu)(p_4 - p_3) \frac{\left(1 + \frac{\Delta R}{R_{04}}\right)^2 + \left(1 + \frac{\Delta R}{R_{03}}\right)^2}{\left(1 + \frac{\Delta R}{R_{04}}\right)^2 - \left(1 + \frac{\Delta R}{R_{03}}\right)^2} \quad (63)$$

Donde las presiones p_4 y p_3 , así como las deformaciones $\frac{\Delta R}{R_{04}}$ y $\frac{\Delta R}{R_{03}}$ son tomadas de la parte del ciclo de carga, descarga, como se muestra en la Figura 3.8. El módulo presiométrico suele ser más bajo que el módulo de recarga, E_r .

3.5.2.- Presión Límite, presión límite neta y presión de fluencia.

La presión de fluencia, p_y , como su nombre lo indica, es la frontera entre el comportamiento elástico del material y el comportamiento plástico o de grandes deformaciones del suelo o roca, se encuentra al final de la parte lineal de la curva presiométrica (Briaud J. L., 1992). La presión p_y puede ser determinada con una simple inspección de la curva o haciendo uso de la curva de fluencia. Figura 3.10.

Como tal, p_y no se utiliza como un parámetro de diseño, sin embargo, se calcula para verificar la calidad de la prueba o simplemente para estimar la presión límite cuando este valor no pueda ser obtenido directamente.

La presión límite, p_L , corresponde al estado límite de falla de un suelo sujeto a un incremento de presión uniforme en la pared de una cavidad cilíndrica. Dicha presión es teóricamente la asíntota paralela al eje de las deformaciones volumétricas o radiales, es decir, la presión máxima a partir de la cual la cavidad continúa expandiéndose indefinidamente.

Lo anterior se traduciría en un volumen infinito, por lo que Menard redefinió este parámetro como aquella presión donde el volumen de la sonda alcanza el doble del volumen de la cavidad del suelo inicial, definir como $V_0 + V_i$, donde V_i es la lectura de volumen corregido correspondiente a la presión en la que la sonda hace contacto con las paredes del sondeo. La lectura de volumen al doble del volumen inicial de la cavidad del suelo es $V_0 + 2V_i$. Esto es el 41 % de la deformación de la cavidad.

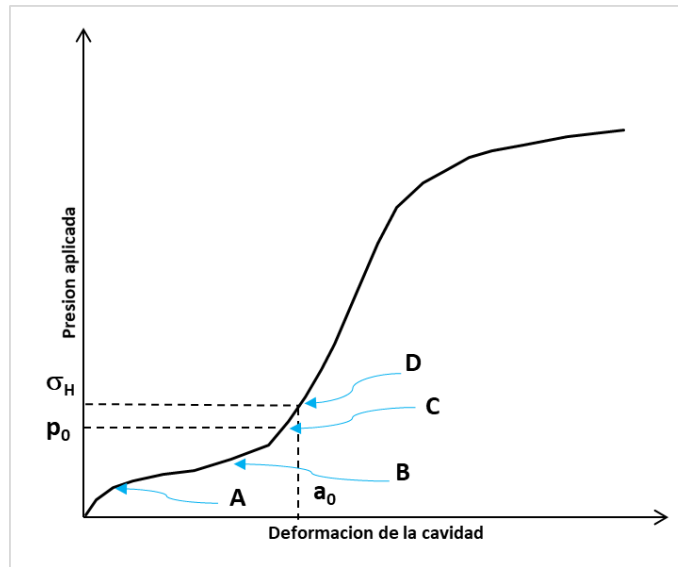


Figura 3.10.- Presión de fluencia p_y . (The pressuremeter, Briaud, 1992)

La presión límite usualmente no se obtiene mediante mediciones directas durante la prueba, esto debido a la limitación en la expansión de la sonda o a una presión excesivamente alta, por lo que se llegan a utilizar diferentes técnicas de extrapolación para obtenerse, Baguelin et al. (1978) recomiendan extender la curva presiométrica manualmente hasta $V_0 + 2V_i$ para alcanzar la presión límite sobre la curva extrapolada, de igual modo se puede utilizar el método de la curva inversa en el que se grafica la presión contra el inverso del volumen corregido y se extiende la recta hasta la presión límite. A su vez, Gambin & Rosseau (1975) sugieren que la presión límite también puede ser obtenida a partir de la presión de fluencia como:

$$p_y = \frac{2}{3} p_l \quad (64)$$

Despejando la presión límite se tiene:

$$p_L = \frac{3}{2} p_y \quad (65)$$

De la ecuación 65 podemos observar que la presión límite es igual a 1.5 veces la presión de fluencia.

Muchas veces es imposible llegar al 41 % de la deformación en los ensayos presiométricos hechos en roca, sin embargo, Walker y Jewell (1979) mostraron, para varios tipos de roca, una correlación entre la presión de fluencia y la presión límite (Figura 3.11), en el que la presión límite es igual a 1.7 veces la presión de fluencia.

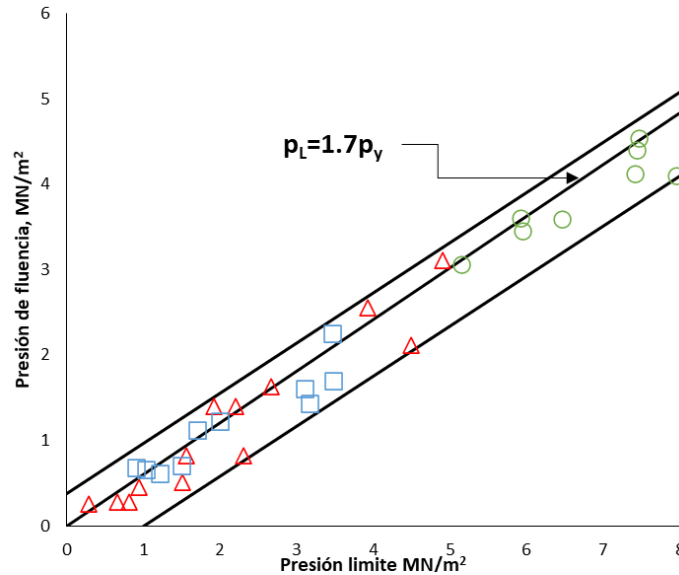


Figura 3.11.- Correlación entre la presión de fluencia y la presión límite de pruebas presiométricas en roca (Walker y Jewell, 1979)

La presión límite neta p_L^* está definida como (Briaud J.L, 1992):

$$p_L^* = p_L - \sigma_{H0} \quad (66)$$

Donde σ_{H0} es el esfuerzo horizontal total en reposo obtenida de la curva presiométrica, la presión límite neta es la medida de resistencia del suelo.

3.5.3.- Coeficiente de presión de tierras en reposo (k_0) y esfuerzo horizontal (σ_H).

En lo presentado anteriormente se asume como dato inicial de la cavidad a a_0 , de manera que la presión sobre la pared de la cavidad en el radio a_0 de la cavidad es el esfuerzo horizontal, σ_H . Como se mostró en el capítulo 1, donde se habla de los tipos de presiómetro y sus curvas presiométricas, se puede observar que la identificación del esfuerzo horizontal en cada uno de los presiómetros está ligada directamente a la correcta forma de la perforación.

En la prueba del presiómetro autoperforante, SBP, la identificación suele ser más sencilla ya que a_0 es igual al radio de la sonda y la presión, después de permitir la compresión y rigidez de la membrana, la medición es el esfuerzo horizontal.

Es difícil identificar el dato en una curva de prueba de PBP, desde el inicio de la prueba se aumenta la presión hasta que, en A, (de la Figura 3.10), se equilibra la rigidez de la membrana más la presión del lodo. Luego se expande con un ligero aumento de presión para superar la rigidez de la membrana hasta B donde, para continuar expandiéndose, se debe aumentar la presión para comprimir la capa ablandada formada durante la perforación. El punto C, donde la pendiente de la curva se vuelve lineal, se toma como el punto en el que la membrana alcanza la pared de la cavidad, p_0 es la presión en este punto, pero no es igual a σ_H ya que la pared de la cavidad se descargó durante la perforación. Hay algún punto D ($p_d > p_0$) en el que la presión es igual a σ_H , y ese es el dato de referencia a_0 . Si el comportamiento clásico del suelo es el mismo en la descarga que en la carga, entonces no habrá punto de inflexión en p_d . Es muy difícil determinar el esfuerzo horizontal a partir de las pruebas de PBP.

Clarke B. (1995), Mair & D. M. (1987) han desarrollado varios métodos para ayudar a encontrar el esfuerzo horizontal a partir de las curvas de prueba del presiómetro, ya que, en el mejor de los casos, la selección es subjetiva. Los métodos son:

- El método de despegue.
- Métodos basados en la resistencia al corte.
- Métodos basados en el procedimiento de prueba.
- Ajuste de funciones a la curva de prueba.
- Correlación empírica con otros datos.

Muchos de estos métodos se han desarrollado específicamente para los presiómetros de perforación previa y presiómetros de hincado.

El autor no tiene conocimiento de mediciones independientes de esfuerzos horizontales en rocas débiles que puedan compararse directamente con evaluaciones de datos de presiómetros, (recordando que una roca débil como se mostró en la Figura 1.9, tiene como límite de resistencia 1.25 MPa); por lo tanto, cualquier interpretación de una prueba de presiómetros en rocas débiles debe considerarse con precaución. Además, en vista de la historia geológica de la mayoría de las rocas débiles, es muy probable que varíe con la dirección en cualquier profundidad. El método de estimación mediante la inspección de la

curva de presiómetro simplemente es propenso a errores considerables y no se recomienda.

El coeficiente de presión de tierras en reposo se obtiene como:

$$k_0 = \frac{\sigma_{ho} - u_o}{\sigma_{vo} - u_o} \quad (67)$$

Donde σ_{vo} es el esfuerzo vertical total en reposo y u_o es la presión hidrostática. Estos valores son calculados con base en la profundidad y con el peso volumétrico del agua y del suelo o roca. El valor de empuje de tierras en reposo obtenido de esta forma se ha encontrado razonable y consistente con otros valores de k_0 obtenidos mediante los medidos con el presiómetros autoperforantes (Gan y Briaud, 1987).

3.5.4.- Clasificación del material con ayuda del presiómetro.

Para la clasificación de materiales se pueden emplear los valores de la presión límite, presión límite neta, módulo presiométrico, así como una relación de la E_m/p_L para varios tipos de suelo. La presión de fluencia es aproximadamente la mitad de la presión límite en arcillas y una tercera parte de la presión límite en arenas. La relación E_r/E_m es cerca de 1.5 a 5 en arcillas y de 3 a 10 en arenas. La relación E_m/p_L puede servir para indicar el tipo de suelo. Briaud propone las siguientes relaciones para identificar una arcilla y las arenas:

$$\text{arcillas } \frac{E_m}{p_L} > 12$$

$$\text{Arenas } 7 < \frac{E_m}{p_L} < 12$$

La diferencia entre el comportamiento de las arcillas y las arenas también puede ser visualizado por la forma de la curva presiométrica, como se mencionó anteriormente.

De igual modo Clarke B. (1995) presenta valores de relación entre el módulo presiométrico E_m/p_L que se muestran en la tabla 3.3.

Si bien en muchos congresos se ha entrado en la discusión para poder clasificar y diferenciar un suelo duro de una roca blanda, tomando el punto de vista de una cohesión muy fuerte y muchas grietas, siguen siendo los criterios a utilizar para su clasificación de manera universal, esto aunado al campo de la experiencia de la persona que lleva a cabo dicha clasificación, siendo la geología quien defina el límite entre suelo duro y roca blanda.

En años recientes Baud et al. (2012), han dicho que el comportamiento de cualquier material sometido a la expansión de una cavidad cilíndrica puede reducirse esencialmente a una simple regla hiperbólica, que parte de los parámetros obtenidos en una curva presiométrica (E_m y p_L). Esta clasificación se muestra por ejemplo en el diagrama Pressiorama (Baud, 2005) –Figura 3.12-, y está completamente ligada al factor de estructura del suelo α definido por:

$$\alpha = \left[\frac{E_m}{E_r} \right]^{\left(\frac{1}{2} + \nu \right)} \quad (68)$$

Tabla 3.3.- Relaciones de E_m/p_L para diferentes tipos de materiales. (Tomada de Clarke B., 1995)

Tipo de Material	E_m/p_L
Arena suelta	4-7
Arena de compacidad media a densa	7-10
Arcilla blanda saturada	8-10
Arcilla de consistencia blanda a firme	8-10
Arcilla de consistencia firme a muy firme	10-20
Loess	12-15
Roca fracturada	8-40

Donde E_r es un valor de descarga-recarga del módulo del presiómetro, y ν es del segundo orden de magnitud. La experiencia en suelos es que E_r podría ser una aproximación del llamado módulo de Young, en el mismo rango de tensión que E_m , de modo que $E = E_m/\alpha^2$ (Ménard y Rousseau, 1962; Baud y Gambin, 2013).

En resumen, la combinación de la forma de la curva, los valores de p_L^* , E_m , E_m/p_L^* y la realización correcta de la perforación que alojará la prueba nos pueden arrojar una correcta clasificación de los materiales que fueron ensayados, con la ayuda del presiómetro.

El empleo del presiorama de Baud se mostrará a detalle en el siguiente capítulo, en el cual se usarán los datos obtenidos durante la exploración geotécnica en rocas marinas para obtener su clasificación utilizando este método.

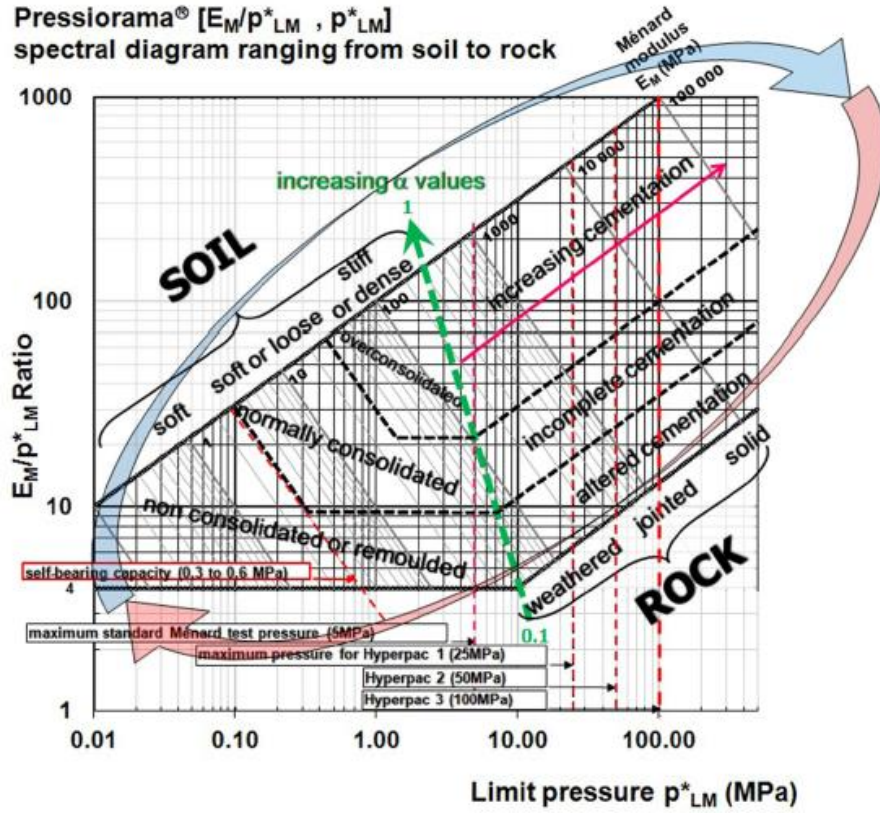


Figura 3.12.- Presiorama para clasificación de suelos y rocas basado en los datos del presiómetros (Baud *et al.*, 2012).

CAPÍTULO 4 DISEÑO DE CIMENTACIONES USANDO LOS RESULTADOS DE PRESIÓMETRO

4.1.- Generalidades

Se debe enfatizar la importancia de preparar un buen barreno previo al desarrollo de la prueba del presiómetro. Es por ello que Briaud (1992) menciona que “el error que se puede cometer en el comportamiento de la cimentación por las propias reglas de diseño del presiómetro es mucho menor que el error que se puede cometer por el uso de los resultados de las pruebas presiométricas de mala calidad”. Una pared alterada en un barreno conducirá generalmente a una carga última más baja y un asentamiento más grande; sin embargo, si el diámetro del barreno era demasiado pequeño y la sonda, contrariamente a las recomendaciones, se colocó con un gato a presión, el asentamiento calculado podría ser demasiado pequeño y la carga última demasiado alta (Clarke, 1995).

La teoría, debida a Prandtl, que usa c' y ϕ' para evaluar la capacidad de carga de una zapata poco profunda se reconoce como solo aproximada, ya que en términos de la teoría de presión pasiva de tierra de Rankine, se supone que el suelo se comporta como un material rígido - plástico. La respuesta del suelo en una prueba de presiómetro es mucho más cercana a la forma en que el suelo reacciona bajo la carga que le trasmite una zapata, (Skempton *et al.*, 1953, Vesic, 1972 y 1977, Salgado *et al.*, 1997, Louis Ménard, 1963). La figura 4.1 muestra la comparativa de la teoría de Prandtl contra la teoría del presiómetro para cimentaciones superficiales y profundas en términos de la presión límite alcanzada a nivel de desplante del cimiento (superficial y profundo). De esta comparativa se destaca:

(a) para estimar la presión de falla del suelo bajo zapatas poco profundas o zapatas corridas, las teorías de capacidad de carga para suelos cohesivo – friccionantes (c' y ϕ') dan buenos resultados, pero dado que la capacidad de carga última es casi siempre una función directa del tamaño de la zapata, es el valor máximo del asentamiento que limita el valor del esfuerzo permisible.

(b) cuando se consideran cimientos más profundos, como pilas y pilotes, la teoría convencional no permite modelar la falla real del suelo debajo de la punta de un pilote: el suelo alrededor de la punta está en un estado plástico, así como el suelo dentro de la superficie de falla. El volumen cizallado se puede comparar con la respuesta a la expansión de una cavidad profundamente incrustada.

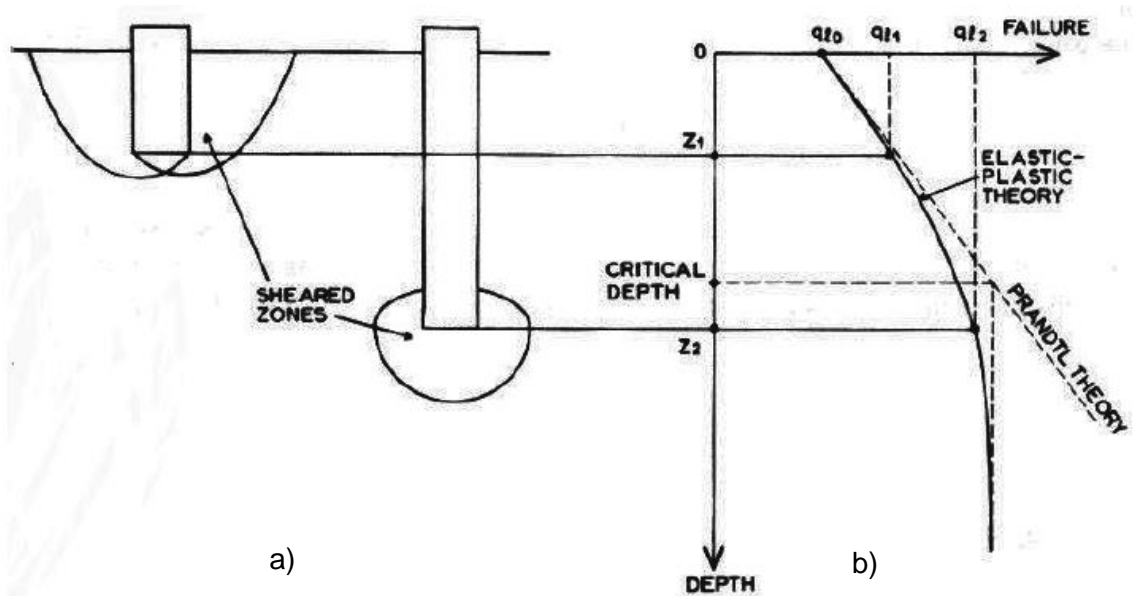


Figura 4.1.- Comparativa de la teoría de Prandtl contra la teoría del presiómetro en cimentaciones superficiales y profundas. (tomada de “El éxito del presiómetro de Ménard, M. Gambin)

Bajo estas condiciones, se debe utilizar la teoría elásto-plástica como modelo de comportamiento del suelo ya que, fuera del volumen cizallado, la respuesta del material es más bien elástica. Ménard (1963) muestra que existe una relación teórica simple entre el esfuerzo de rotura del suelo debajo de la punta de un pilote q_L y la presión límite p_L medida al ejecutar una prueba de presiómetro.

La carga última Q_L que se puede transferir en la parte superior de un pilote se calcula mediante la ecuación convencional:

$$Q_L = Q_p + Q_s - W_p \quad (69)$$

donde Q_p es la resistencia última por punta, Q_s es la resistencia última por fuste y W_p es el peso del pilote. Los valores de Q_p y Q_s vienen dados por:

$$Q_p = q_L A_p \quad (70)$$

$$Q_s = f_L A_s \quad (71)$$

donde q_L es la presión última en la punta, f_L la fricción unitaria última, A_p y A_s son las áreas punta y lateral del pilote, respectivamente.

4.1.1.- Capacidad de carga por punta

El diseño geotécnico de las cimentaciones es uno de los objetivos de la ingeniería geotécnica, por lo que el diseñador debe estar consciente de las limitaciones y alcances de las diferentes teorías aplicables al diseño de una cimentación. De igual manera, el desarrollo de nuevas técnicas de exploración ha llevado al especialista en cimentaciones a desarrollar teorías más racionales para interpretar los resultados de campo. Prueba de ello es lo llevado a cabo por Louis Ménard, quien después de desarrollar el presiómetro se dio a la tarea de desarrollar teorías de diseño que facilitan el uso de los resultados derivados de los ensayos de presiómetro.

El método para obtener la capacidad de carga máxima en la punta del pilote q_L a partir de los datos del presiómetro es muy similar al método utilizado para determinar la capacidad de carga de una cimentación poco profunda (tema que no abarca esta tesis).

Durante los últimos 35 años, se han propuesto diferentes métodos, cinco de estos métodos han sido la base de lo que hoy se utiliza en el Fascículo 62 de la normativa francesa para el diseño de cimentaciones. Estos métodos son muy similares en concepto y se diferencian principalmente porque la base de datos de pruebas de carga ha ido aumentando a lo largo de los años y ha permitido ajustar las reglas de diseño. El concepto básico de los métodos es obtener la carga máxima del pilote, q_L , a partir de la presión límite neta del presiómetro, p_L^* , mediante el uso de un factor de capacidad de carga, k , y la fricción última del pilote, f_L , en términos de una fracción de p_L^* . La presión límite neta se obtiene a partir de la presión límite del presiómetro, p_L , ecuación 66 mostrada anteriormente.

$$p_L^* = p_L - \sigma_{H0} \quad (66)$$

donde σ_H es el esfuerzo horizontal total a la profundidad de prueba.

La presión última por punta q_L se calcula de la siguiente manera:

$$q_L = k p_{Le}^* + \sigma_v \quad (72)$$

Donde σ_v es el esfuerzo vertical total a la profundidad de la punta del pilote, y p_{Le}^* es la presión límite neta equivalente en el entorno de la punta. El parámetro p_{Le}^* se obtiene de:

$$p_{Le}^* = \sqrt[n]{p_{L1}^* \times p_{L2}^* \times \dots \times p_{Ln}^*} \quad (73)$$

donde p_{Ln}^* , son las presiones límite netas calculadas a partir de la ecuación 66 y que son parte del rango de interacción de las presiones límite la cual es una zona delimitada por el

valor de “a” definido por el diámetro del pilote y se mide a partir de la profundidad de la punta. La profundidad de empotramiento equivalente H_e , se obtiene de:

$$H_e = \sum_1^n \frac{\Delta z_i p_{Li}^*}{p_{Le}^*} \quad 74)$$

donde p_{Li}^* son las presiones límite netas obtenidas de los ensayos realizados entre la superficie del terreno y la punta del pilote, z_i , son los espesores de las capas elementales correspondientes a los ensayos del presiómetro. Esta definición de H_e permite tener en cuenta las capas dentro de la profundidad de empotramiento que son más fuertes o más débiles que la capa sobre la que se apoya la punta del pilote.

Como concepto histórico se incluye a continuación la evolución de las reglas de diseño por el método directo del presiómetro, que como se mencionó anteriormente, cinco métodos fundamentales han sido la base para el método vigente en nuestros días. Estos métodos son:

- El método 1 fue propuesto en 1963 por Ménard (1963a, 1963b) quien recomendó el uso de la Figura 4.1a, para obtener el factor de capacidad carga, k. La base de datos de pruebas de carga que utilizó Ménard para proponer las curvas de diseño estaba compuesta por 8 pruebas de placa y 6 pilotes cortos en un sitio constituido por arenas y limos. Aunque la base de datos era limitada. Ménard tuvo cuidado de incluir en las reglas propuestas los aspectos más fundamentales del comportamiento de la cimentación de pilotes y complementar su base de datos con los resultados de la prueba de cono. Aunque los valores de k se han ajustado a lo largo de los años a la luz de datos de pruebas de carga adicionales, los conceptos originales de Ménard, ecuación 72, y la forma de las curvas de diseño para k eran lo suficientemente sólidos como para soportar más de 20 años de experiencia.
- El método 2 fue propuesto en 1978 por Baguelin *et al.* (1978). La principal diferencia con las reglas de Ménard fue que las categorías de suelo se simplificaron y para cada categoría de suelo se propusieron varias curvas para varias presiones límite netas. Entonces, el esfuerzo consistió en hacer las reglas más precisas, pero la magnitud general de los valores de k no cambió.
- El método 3 fue propuesto en 1981 por Bustamante y Gianselli (1981). Se basó en 186 pruebas de carga de pilotes. Las categorías de suelo se han modificado

ligeramente, pero la principal diferencia es que los valores de k son aproximadamente la mitad de los valores recomendados en los métodos 1 y 2.

- El método 4 fue desarrollado en 1982 (Bustamante y Gianeselli, 1982) debido a los problemas derivados de la existencia de tres métodos diferentes: fue propuesto por el Laboratoire des Ponts et Chaussees (LPC) en Francia (Figura 4.1b). El LPC ha reunido todos los datos de pruebas que le han sustentado a los métodos 1, 2 y 3, incluyendo simplificaciones en la categoría de los suelos, además de otros ajustes, lo que ha dado origen al método 4, las categorías de suelo se han simplificado. La profundidad relativa efectiva de empotramiento, H_e/B , ha desaparecido del eje de abscisas en el gráfico k y ha sido reemplazada por un eje de presión límite neta. La principal diferencia con el Método 3 es el hecho de que los valores k han disminuido aún más en aproximadamente un 25 % en promedio.

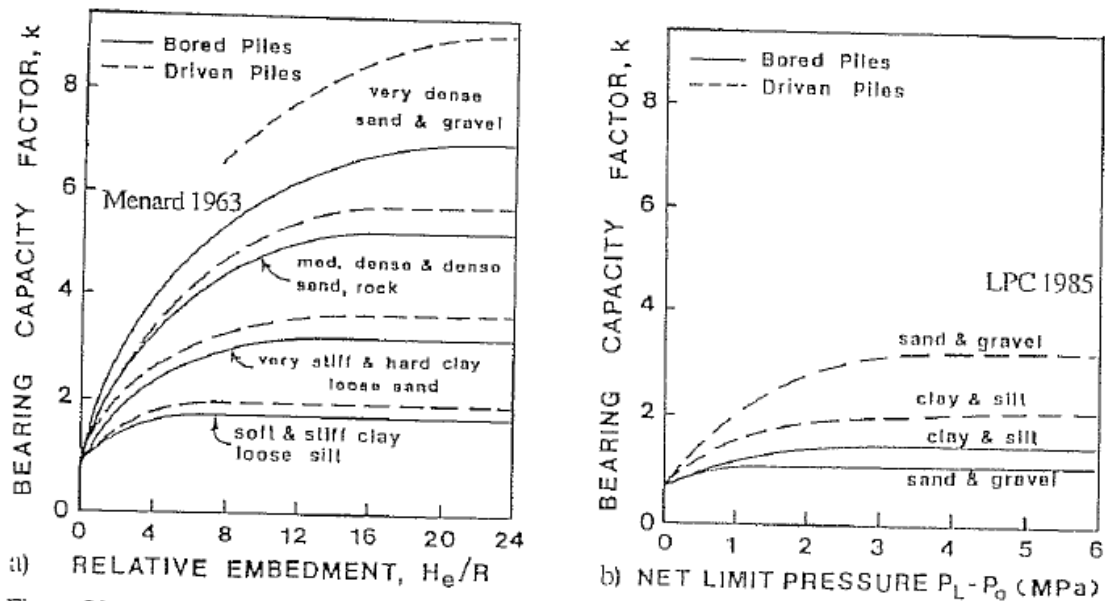


Figura 4.2.- Evolución de las recomendaciones para el factor de capacidad de carga k (Briaud, 1992).

- El método 5 evolucionó del método 4 y es el método que se recomienda utilizar. Hay muy poca diferencia entre el Método 4 y el Método 5. Este último se describe en un documento oficial francés (LCPC-SETRA, 1985), este método es la base de los criterios establecidos en la norma francesa "Fascículo 62" para el diseño de cimentaciones profundas.

Este método 5 ha evolucionado como los anteriores, con la integración de nuevos resultados y monitoreos, ampliando el número de datos, para el Fascículo 62 de la norma francesa y actualizado por varios investigadores entre ellos Michel Bustamante y Michel Gambin (2009).

4.1.2.- Capacidad de carga por fricción lateral

Si las reglas para el cálculo de la capacidad de carga por punta de un cimiento han evolucionado hacia la simplificación, las reglas para el cálculo de la capacidad de carga por fricción pasaron de simples a muy detalladas. El enfoque básico es correlacionar la fricción unitaria última, f_L , en el pilote con la presión límite neta, p_L^* . Los cinco métodos antes mencionados propusieron varias curvas de diseño f_L versus p_L^* .

- El método 1 fue propuesto en 1963 por Ménard (1963a, 1963b) quien recomendó el uso de la Figura 4.3a para obtener el valor de f_L para todos los pilotes. La extensión limitada de la base de datos de Ménard es probablemente la razón por la que se tiene una curva de diseño única que se aplica a todos los suelos y todo tipo de pilotes.
- El método 2 fue propuesto en 1978 por Baguelin et al. (1978). La principal diferencia con las reglas de Ménard es que la curva simple de Ménard se reemplaza por cuatro curvas que se utilizarán según el tipo de suelo, la instalación del pilote y el material del pilote. Los valores de f_L , para el Método 2 son una curva simple derivada de la de Ménard.
- El método 3 fue propuesto en 1981 por Bustamante y Ganeselly (1981). Se basa en 186 pruebas de carga de pilotes. Se proponen siete curvas de diseño diferentes de f_L - p_L^* . La curva de diseño adecuada se elige en función del tipo de suelo, el material del pilote y la técnica de instalación del pilote. Se incluyen más técnicas de instalación de pilotes (por ejemplo, pilotes inyectados) y más tipo de suelo (por ejemplo, roca). Los detalles de las recomendaciones muestran claramente la influencia drástica de la técnica de colocación de pilotes y la calidad de ejecución en los valores de fricción de f_L .
- Método 4 fue desarrollado por el Laboratoire des Ponts et Chaussées en Francia (Bustamante y Ganeselli, 1982) tomando como base el Método 3. Se utilizan siete curvas de diseño f_L - p_L^* (Figura 4.3b) y los valores de f_L recomendados son algo más bajos que los del Método 3. Se ingresa a una primera tabla para identificar el material del pilote y la técnica de colocación del pilote. Después se ingresa a una segunda

tabla para determinar qué curva usar considerando el tipo de suelo. Para terminar, se obtiene el valor f_L adecuado utilizando esa curva y los valores p_L^* medidos.

- El método 5 tiene su sustento en el método 4 con ligeras diferencias y es el que se recomienda para su uso en el diseño. El Método 5 se describe en un documento oficial francés (LPC-SETRA, 1985).

Al igual que lo utilizado en el cálculo de la capacidad de carga por punta, el método 5 aplicado al cálculo de la capacidad de carga por fricción lateral ha evolucionado de los presentados por LPC en 1985, esto se debe a la misma razón aducida anteriormente, el aumento de datos y las actualizaciones han llevado a tener una mayor discretización para la obtención de la fricción lateral, muchos de estos cambios se reportan en Bustamante y Gambin (2009).

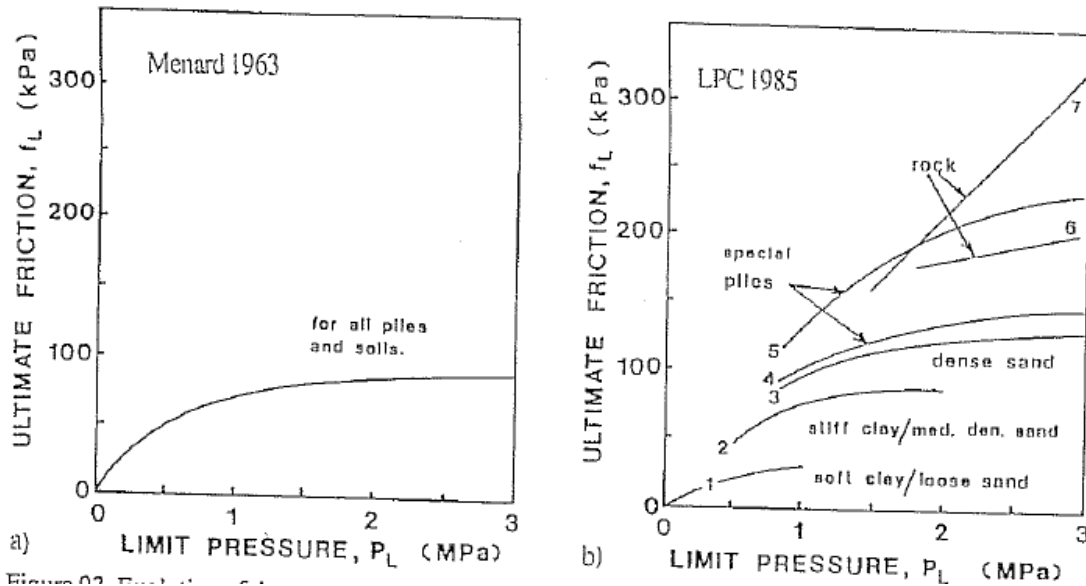


Figura. – 4.3 Evolución de las recomendaciones para capacidad de carga por fricción (Menard 1963 y LPC, 1985).

4.1.3.- Cálculo de asentamientos con presiómetro

El documento LPC-SETRA (1985) hace las siguientes recomendaciones para calcular los asentamientos de pilotes sometidos a cargas de trabajo:

$$s = 0.006B \quad \text{para pilotes perforados} \quad (75)$$

$$s = 0.009B \quad \text{para pilotes hincados} \quad (76)$$

donde B es el diámetro de la pila. Se debe agregar el acortamiento elástico de la pila QL/AE si la pila es larga.

La curva carga-asentamiento completa en la cabeza del pilote se puede determinar si se conocen las curvas $q-w$ y la curva $f-w$. La curva $q-w$ es la curva de transferencia de carga en la punta del pilote, donde q es la presión última promedio desarrollada para un desplazamiento del pilote w . La curva $f-w$ es una curva de transferencia de carga a lo largo del fuste del pilote, donde f es la fricción entre pilote-suelo desarrollada para un desplazamiento relativo pilote-suelo w . Existen tres métodos para obtener las curvas $f-w$ y $q-w$ mediante modelos elásto-plásticos (Figura 4.4), donde los valores últimos f_L y q_L se obtienen a partir de los métodos anteriormente para el cálculo de la capacidad de carga por fricción y punta, respectivamente. Los tres métodos hacen recomendaciones diferentes para la pendiente de la parte elástica de las curvas $f-w$ y $q-w$.

- El método 1 fue propuesto por Gambin en 1963. Este método se basa en la elasticidad con algunas simplificaciones. La pendiente recomendada para la curva $q-w$ es $2E/R$ donde E es el módulo de deformación representativo del presiómetro y R es el radio del pilote. La pendiente recomendada para la curva $f-w$ es E/CR , donde C es un factor que depende de la relación entre la longitud y el diámetro del pilote.
- El método 2 fue propuesto por Frank y Zhao en 1982. Este método es semi-empírico en el sentido de que utiliza los resultados de la teoría elástica corregidos empíricamente para ajustar mejor los datos experimentales obtenidos de las pruebas de carga a escala natural sobre pilotes perforados. La parte elástica de las curvas es bilineal. La primera pendiente de la curva $q-w$ es $11E/B$ para pilotes en arcillas y limos, $4.8 E/B$ para pilotes en arenas y gravas donde E es el módulo presiométrico representativo y B es el diámetro del pilote. La primera pendiente de la curva $f-w$ es $2E/B$ para pilotes en arcillas y limos, $0.8 E/B$ para pilotes en arenas y gravas. La segunda pendiente de la parte elástica de las curvas es 5 veces más suave que la primera y el cambio de pendiente se produce a la mitad del valor final.
- El método 3 fue propuesto por Baguelin et. al. en 1982. Este método recomienda una sola pendiente solo para la curva $f-w$. Se basa en la integración radial de la curva de corte obtenida a partir de la curva del presiómetro autoperforante y se verificó mediante trabajo de elementos finitos. La pendiente recomendada de la curva $f-w$ es $E_{sB}/[2R(1 + \nu)(1 + \ln(L/2R))]$ donde E_{sB} es el módulo de tangente inicial de la cura presiometrica del presiometro autoperforante, ν es la relación de Poisson,

L es la longitud del pilote empotrado y R es el radio del pilote. El método 3 utiliza el módulo E_{sB} el cual se puede correlacionar muy bien con el módulo E_R obtenido de un ciclo de descarga-recarga en una prueba de presiómetro de perforación previa (Baguelin et al., 1978). Por lo tanto, un pseudo Método 3 consiste en reemplazar E_{sB} por E_R en la pendiente recomendada para la curva f-w del Método 3. Dando origen a lo que se conoce como Método 4.

- El método 4 toma como pendiente del tramo elástico de la curva q-w el valor de $2E_m R / \pi(1-v^2)$ para pilotes hincados y $2E_m / \pi(1-v^2)$ para pilotes perforados donde E_m es el módulo presiométrico para el primer ciclo de carga. Esta pendiente corresponde a la ecuación para el asentamiento de una placa rígida en la superficie de un semiespacio elástico y, por lo tanto, hace la suposición razonable (Randolph y Writh, 1978) de que la disminución del asentamiento debido al empotramiento de la punta del pilote está compensada por el aumento en el asentamiento en la punta del pilote debido a los esfuerzos cortantes en el suelo inducidos por la fricción en el fuste del pilote (Figura 4.4). Note que la curva q-w para los pilotes perforados hace uso del módulo E_m del primer ciclo de carga mientras que los módulos de recarga E_R se utilizan para pilotes hincados. Si el fondo del barreno fue perforado cuidadosamente sin presencia de caídos, use E_R para la curva q-w.

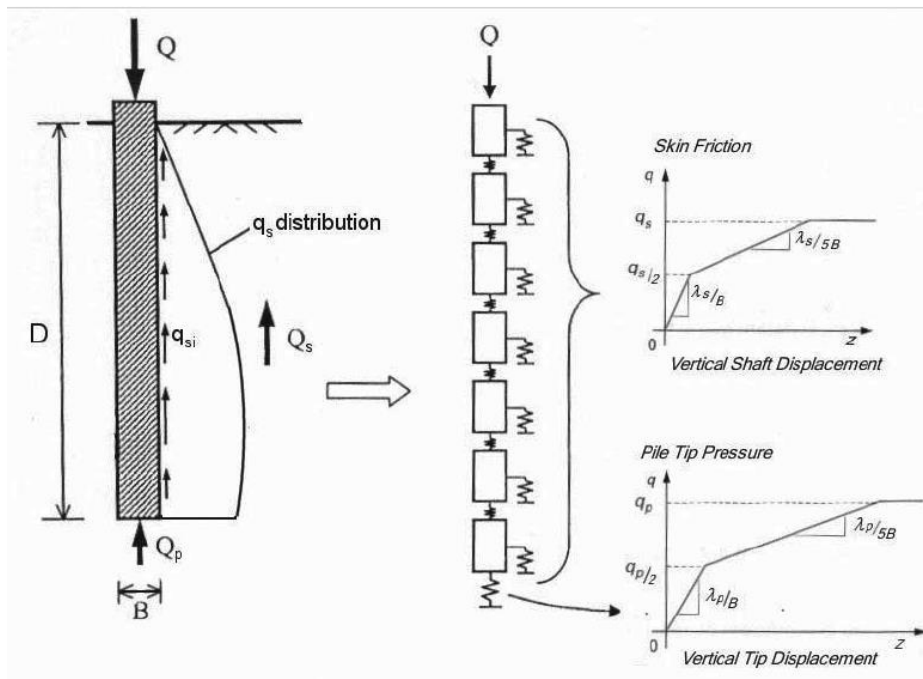


Figura 4.4.- Curvas de transferencia de carga a partir de los resultados presiométricos (Tomada de "El éxito del presiómetro Menard", M. Gambin)

El cálculo de los asentamientos, al igual que la capacidad de carga, para cimentaciones profundas a base de pilas, presenta a continuación, a través de un ejemplo ilustrativo, utilizando los resultados de las pruebas presiométricas que se reportan en esta tesis en lo que sigue.

4.2.- Zonas de estudio

Se tienen dos zonas geotécnicas para el caso práctico de diseño geotécnico que será presentado más adelante. Ambas zonas fueron definidas por una gran campaña de exploración y muestreo en rocas blandas y suelos de origen marino, en su mayoría limos, que debido a un proceso de sedimentación de los mismos y son la génesis de las limolitas características del sitio, siendo de esta formación la mayoría de las muestras de roca y suelo extraídos durante la exploración geotécnica.

4.2.1.- Localización

Las zonas de estudio se encuentran en el medio oriente, lugar donde los suelos y rocas son de origen marino con una alta salinidad. Las zonas de estudio denominadas zona I y zona II se encuentran a 1.18 km de separación. A pesar de este distanciamiento, ambas zonas comparten propiedades litológicas comunes, por lo que se espera que los resultados de las pruebas de campo y laboratorio guarden un cierto grado de correlación.



Figura 4.5.- Medio oriente, lugar donde se localizan las zonas de estudio.

4.2.2.- Geología

Los pequeños cambios en el nivel del mar en las zonas de estudio durante varios períodos han expuesto capas de arena a la atmósfera, lo que provocó la evaporación y la cementación química de carbonatos, según explican Williams y Walkden (2002).

Debajo de estas capas, hay una espesa sucesión de sedimentos fluviales caracterizados por conglomerados mal clasificados y calcisilitas intercaladas (calizas formadas por granos de carbonato del tamaño de limos transportados). Los conglomerados están dominados por clastos de harzburgita (roca ígnea plutónica), pedernal y piedra caliza, mientras que el cemento de carbonato ahora está compuesto predominantemente de dolomita con menor proporción de calcita y porciones sustanciales del mineral arcilloso.

Poulos (2009), Wojtowicz y Vorster (2016) reportan por su parte una serie de características comunes de los suelos y rocas del sitio, destacándose:

- Rocas muy débiles a débiles que no necesariamente mejoran con la profundidad y ausencia de roca dura para cimentar pilotes de punta.
- Depósitos de arena limosa calcárea de densidad suelta a mediana y presencia de materiales recuperados que pueden ser susceptibles a la licuación y a las fuerzas de arrastre descendente resultantes.
- Condiciones del suelo químicamente agresivas, debido al alto contenido de sal del material in situ y del agua subterránea.
- La roca calcisilita presenta una estructura consistente con un proceso de formación, para lo cual las partículas del suelo se cementan mediante carbonatación.
- Posible aparición de capas intercaladas con propiedades muy variables, por lo general depósitos que contienen yeso. Haberfield et al. (2008) informan de la existencia de capas de yeso gruesas de hasta 3.5 m de espesor.

4.2.3.- Mecánica de suelos

La zonificación geotécnica establecida (Zona I y Zona II) es por el hecho de que se manejaron dos programas de exploración y muestro independientes entre sí.

4.2.3.1.- Exploración

Para la zona I se llevaron a cabo un total de nueve sondeos con extracción de núcleos de roca con profundidades hasta los 80 m por debajo de los niveles del suelo existentes.

A continuación, se enlista la exploración geotécnica realizada para la zona I:

- Perforación de seis pozos hasta una profundidad de 50 m cada uno, dos pozos hasta una profundidad de 70 m cada uno y un pozo hasta una profundidad de 80 m por debajo del nivel del suelo existente, muestras alteradas del suelo y muestras de testigos en roca.
- Se Realización de diez pruebas de piezocono
- Se llevaron a cabo cinco ensayos de permeabilidad de carga variable.
- Se llevaron a cabo cinco ensayos de permeabilidad tipo Lugeon.
- Realización de diecinueve pruebas del presiómetro, las cuales se realizaron en tres pozos, hasta una profundidad de 80 m por debajo del nivel del suelo existente.
- Realización de un ensayo de geofísica tipo Down hole.
- Instalación de tres piezómetros para monitorear el nivel freático durante un período de dos semanas, después de la instalación dos veces al día.

La tabla 4.1 muestra la ubicación de los sondeos para la zona I.

Tabla 4.1.- Ubicación de los sondeos realizados en la Zona I

Tabla de Coordenadas de sitios de exploración						
Sondeo	Coord. Globales		Profundidad	Elev	NAF	Elastómetro
	Lat N	Long E				
BH01	25°12'27.502"	55°20'35.23"	50	4.59	4.20	-
BH02	25°12'28.655"	55°20'34.26"	50	4.11	3.80	-
BH03	25°12'29.032"	55°20'33.274"	50	3.08	3.00	-
BH04	25°12'26.241"	55°20'34.174"	70	4.42	7.00	si
BH05	25°12'26.055"	55°20'32.661"	80	4.25	4.00	si
BH05**	25°12'26.2"	55°20'32.645"	50	4.24	-	-
BH06	25°12'27.441"	55°20'32.271"	70	2.97	3.00	si
BH07	25°12'24.173"	55°20'32.823"	50	4.11	4.00	-
BH08	25°12'25.181"	55°20'33.553"	50	4.88	4.10	-
BH09	25°12'24.629"	55°20'31.405"	50	3.16	6.30	-

En la zona II se llevaron a cabo un total de once sondeos con extracción de núcleos de roca, con profundidades que van desde 50 m hasta los 70 m por debajo de los niveles del suelo existente.

A continuación, se enlistan los trabajos de exploración realizados en la zona II:

- Se realizaron siete sondeos hasta una profundidad de 50 m cada uno, cuatro sondeos hasta una profundidad de 70 m, por debajo del nivel del suelo existente, muestreo en el suelo y muestreo de núcleos en la roca.
- Se realizaron dieciséis ensayos de piezocono.
- Cuatro ensayos de permeabilidad de carga variable.
- Cuatro ensayos de permeabilidad tipo Lugeon.
- Se realizaron veintiocho pruebas de presiómetro en dos sondeos, hasta una profundidad de 70 m cada uno, por debajo del nivel del suelo existente.
- Una prueba sísmica de tipo Down hole.
- Se instalaron dos piezómetros para monitorear el nivel freático durante un período de dos semanas después de la instalación.

La tabla 4.2 muestra la ubicación de los sondeos en la zona de estudio.

Tabla 4.2.- Ubicación de los sondeos realizados en la Zona II

Tabla de coordenadas de los sitios de exploración						
Barreno	Coord. Globales		Profundidad	Elev.	NAF	Elastómetro
	Lat N	Long E	m	m	m	-
BH01	25°11'59.912"	55°21'6.177"	50	4.097	4.20	
BH02***	25°12'0.978"	55°21'6.639"	70	4.247	3.80	si
BH03	25°12'1.312"	55°21'7.634"	70	4.111	3.00	
BH04	25°12'2.159"	55°21'8.691"	70	2.377	7.00	
BH05***	25°12'2.84"	55°21'8.934"	70	2.365	4.00	si
BH06	25°12'3.502"	55°21'10.48"	50	3.641	-	
BH07	25°12'1.356"	55°21'4.326"	50	3.814	3.00	
BH08	25°12'2.268"	55°21'5.879"	50	4.464	4.00	
BH09	25°12'2.559"	55°21'7.184"	50	3.777	4.10	
BH10	25°12'3.971"	55°21'7.937"	50	3.82	6.30	
BH11	25°12'5.515"	55°21'9.182"	50	2.275		

Se puede observar en las tablas 4.1 y 4.2 que los sondeos en los que se tiene una mayor profundidad son en donde se alojan las pruebas con presiómetro. La figura 4.6 muestra distintos núcleos extraídos con ayuda del barril HQ durante la campaña de exploración.

Se cuenta con un total de 47 pruebas de presiómetro (Elastómetro) para poder llevar a cabo un análisis a detalle de los materiales obtenidos durante la exploración geotécnica.

4.3.- Pruebas del presiómetro

4.3.1.- Zona I

Para la zona I se tienen tres sondeos de interés para el autor, estos son: BH-04, BH-05 y BH-06. Como se muestra en la tabla 4.1, en estas ubicaciones es donde se llevaron a cabo las distintas pruebas del presiómetro. Cabe mencionar que al ser rocas se utilizó el presiómetro de perforación previa tipo Elastómetro, propio de la marca OYO Corporation,

Las pruebas de presiómetro para esta zona son 18, de las cuales 6 fueron realizadas en el sondeo BH-04, 8 en el sondeo BH-05 y por último 5 en el sondeo BH-06. Las profundidades de las pruebas, fueron determinadas de tal modo que en conjunto se puede generar un perfil del terreno natural, siendo estas profundidades consecutivas y sin repetir profundidades. La tabla 4.3 muestra las profundidades de estas pruebas.



Figura 4.6.- Muestras de núcleos extraídas en la zona I (inf) y de la zona II (sup).

A continuación, se muestra, a manera de ejemplo, una curva presión-deformación radial derivada de la prueba de presiómetro con el equipo de Elastómetro, correspondiente al barreno BH-04 a la profundidad de 14.80 m (Figura 4.7). En la Figura 4.8 se muestran las muestras de material que fueron recuperadas a esa profundidad.

Tabla 4.3.- Profundidad de pruebas de presiómetro para la zona I

Barreno	Elevación	Prof. prueba.	Elevación prueba	NAF
	m	m	M	
BH-4	-4.42	14.80	10.38	2.92
		24.80	20.38	
		35.50	31.08	
		45.50	41.08	
		55.50	51.08	
		62.25	57.83	
BH-5	-4.24	20.50	16.26	4.00
		30.50	26.26	
		40.50	36.26	
		50.75	46.51	
		60.75	56.51	
		70.70	66.46	
		75.71	71.47	
		79.50	75.26	
BH-6	-2.97	13.80	10.83	3.00
		17.80	14.83	
		27.80	24.83	
		37.80	34.83	
		48.50	45.53	

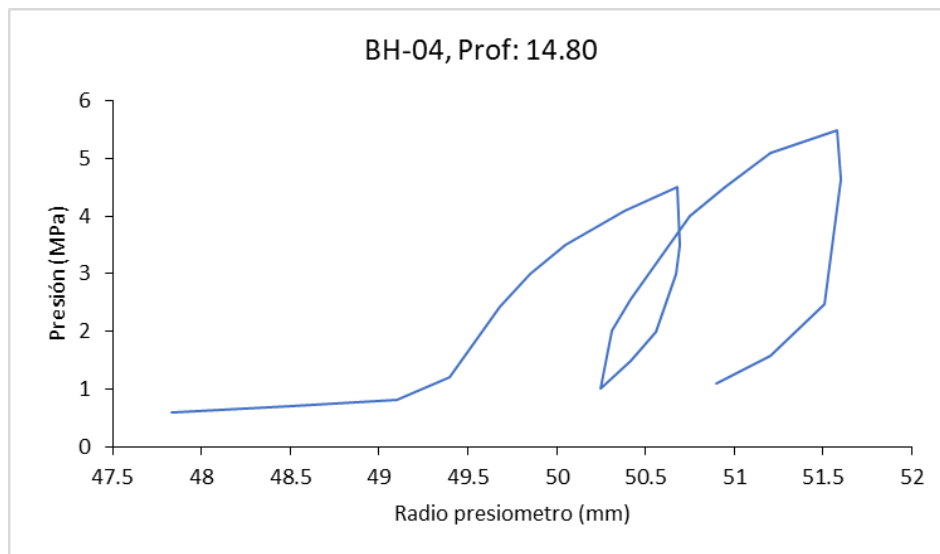


Figura 4.7.- Curva de la prueba de Elastómetro alojada a 14.8 m de profundidad para el sondeo BH-04 de la zona I

El RQD de la roca recuperada fue de 38 %, valor que la clasifica como roca de mala calidad. Podemos observar en la figura 4.7 que la curva presiométrica presenta con cierta claridad los tres tramos de comportamiento característicos de una prueba bien ejecutada. El material es una Calcarenita silícea muy débil de color marrón claro y de grano fino.



Figura 4.8.- Núcleo de material extraído durante la exploración en donde se realizó la prueba de Elastómetro a 14.80 m de profundidad (rectángulo rojo)

El presiómetro muestra parte de su potencial en la exploración cuando es usado en materiales que son difíciles de muestrear, tal y como ocurre con la muestra alojada a los 24.80 m del mismo barreno BH-04, durante la exploración no fue posible recuperar la muestra al ser un material granular tipo grava. La Figura 4.9 muestra los núcleos extraídos cerca de la profundidad de la prueba presiométrica.

Se puede observar en la caja de muestras solo el espacio marcado como sin recuperación, a la profundidad donde se llevó a cabo la prueba con el presiómetro (rectángulo rojo). En el rectángulo amarillo se observan los extremos de las muestras que sí pudieron recuperarse, se puede observar una transición en el material de una arenisca, núcleo de 22.8 a 24.30 m con una recuperación del 98 % y un RQD del 80 %, a un conglomerado de gravas en una matriz areno limosa, núcleo de 25.5 a 26.0 m con una recuperación del 96 % y un RQD del 58 %. De este modo se entiende la dificultad para la extracción del núcleo de 24.3 a 25.3 m. En la Figura 4.10 se observa la curva presiométrica obtenida en esa parte del sondeo.

Se puede observar que la etapa de contacto de la sonda y la recuperación del estado natural del material es más larga de lo normal, se puede deducir que el conglomerado pudo tener una baja cementación y en la parte del núcleo extraído el material fue lavado, lo que llevo a que el material se aflojara dentro del barril y no fue posible su extracción. Durante la etapa larga de contacto se puede deducir que hubo un reacomodo del material dando como

resultado que la etapa de descarga el material aumentara su resistencia y mostrara un mejor comportamiento.

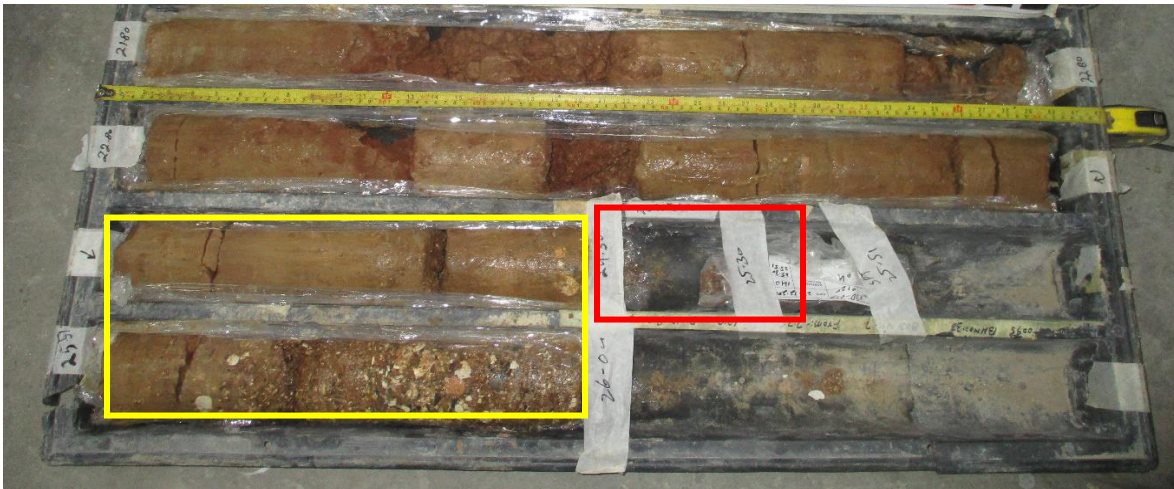


Figura 4.9.- Muestras de roca cerca de la profundidad de prueba a 24.80 m en el sondeo BH-04

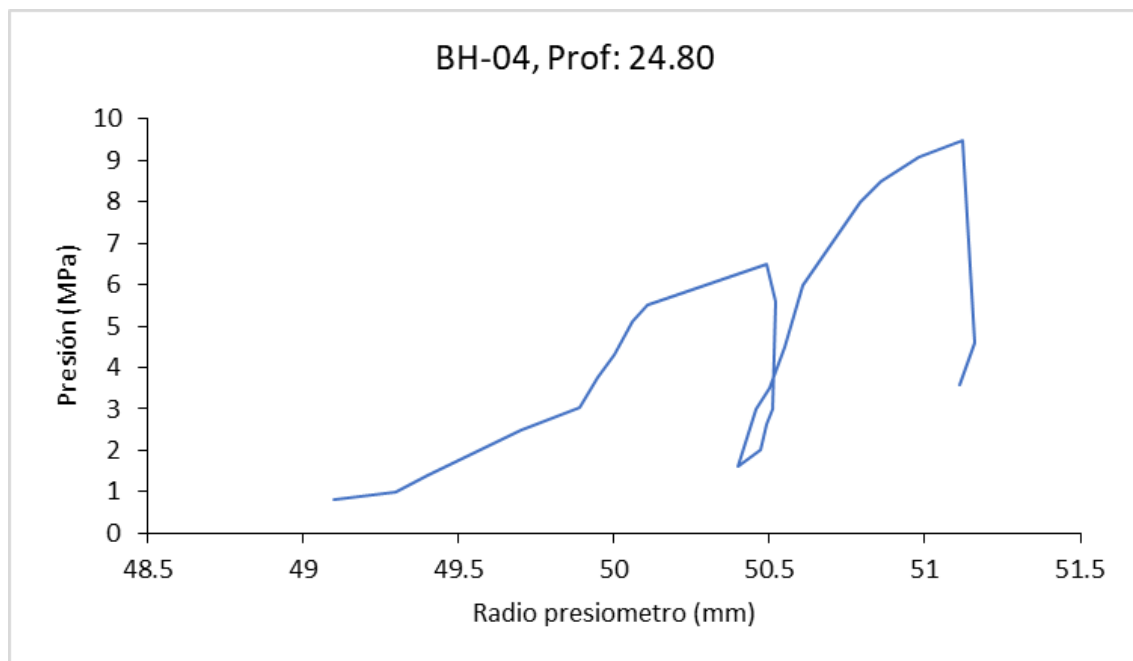


Figura 4.10.- Curva de la prueba de presiómetro alojada a 24.80 m de profundidad en el sondeo BH-04

4.3.2.- Zona II

Los sondeos realizados para esta zona se ven reflejados en la tabla 4.2. se puede observar que las pruebas con presiómetro fueron alojadas en los sondeos BH-02 y BH-05.

Se cuenta con un total de 27 pruebas para esta zona, de las cuales 12 fueron realizadas en el sondeo BH-02 y 15 en el sondeo BH-05. Las profundidades de las pruebas, fueron determinadas de tal modo que en conjunto se puede generar un perfil del terreno natural, siendo estas profundidades consecutivas y sin repetir profundidades. La tabla 4.4 muestra las profundidades de las pruebas.

Tabla 4.4.- Profundidad de pruebas de presiómetro para la zona II

Barreno	Elevación	Prof. prueba. (m)	Elevación prueba	NAF
	m	m	m	m
BH-02	-4.25	15	10.75	3.80
		18	13.75	
		22	17.75	
		25	20.75	
		31	26.75	
		34	29.75	
		37	32.75	
		40	35.75	
		44	39.75	
		50	45.75	
		56	51.75	
		64	59.75	
BH-05	-2.36	67	62.75	67.63
		14	11.63	
		17	14.63	
		20	17.63	
		23	20.63	
		26	23.63	
		29	26.63	
		32	29.63	
		35	32.63	
		38	35.63	
		41	38.63	
		45	42.63	
		50	47.63	
		55	52.63	
		60	57.63	
65	62.63			

En la figura 4.11 se observan las muestras extraídas en el sondeo BH-02 correspondientes a las pruebas de presiómetro a 15 m (rectángulo rojo) y 18 m (rectángulo amarillo) de profundidad.

La muestra a 15 m muestra un RQD de 0, siendo una mezcla de fragmentos de calcarenita erosionada con limo color café. Su curva presiométrica obtenida de la prueba se puede apreciar en la figura 4.12.

Mientras tanto, la muestra extraída a 18 m tiene un RQD de 58 %, clasificándose como una roca de calidad media. Se trata de una Calcarenita silíceea color café de grano fino a medio parcialmente erosionada con fracturas extremadamente cerradas, entre mezclada con limo. La curva presiométrica se muestra en la figura 4.13.



Figura 4.11.- Muestras de roca cerca de la profundidad de las pruebas a 15 m y 18 m en el sondeo BH-02 de la zona II

En las curvas presiométricas se puede apreciar las diferencias en su comportamiento, la prueba a 15m de profundidad siendo un material fracturado se aprecia que, a pesar de estar fracturada, su módulo presiométrico en la etapa elástica es mayor al presentado a la prueba a 18m, pero se llega a una presión de fluencia de manera abrupta y se llega a su límite de carga muy pronto. No se realizó ciclo de carga y descarga por la calidad del material extraído.

Mientras que en la prueba a 18 m, al ser un material más competente se pudo realizar un ciclo de carga y descarga de la roca. Se observa una etapa elástica con menos pendiente

lo que lleva a un módulo presiométrico más pequeño, pero en cuanto a sus parámetros de resistencia, como lo son la presión de fluencia y la presión límite, tiene mayor capacidad, propia de su relación con su RQD.

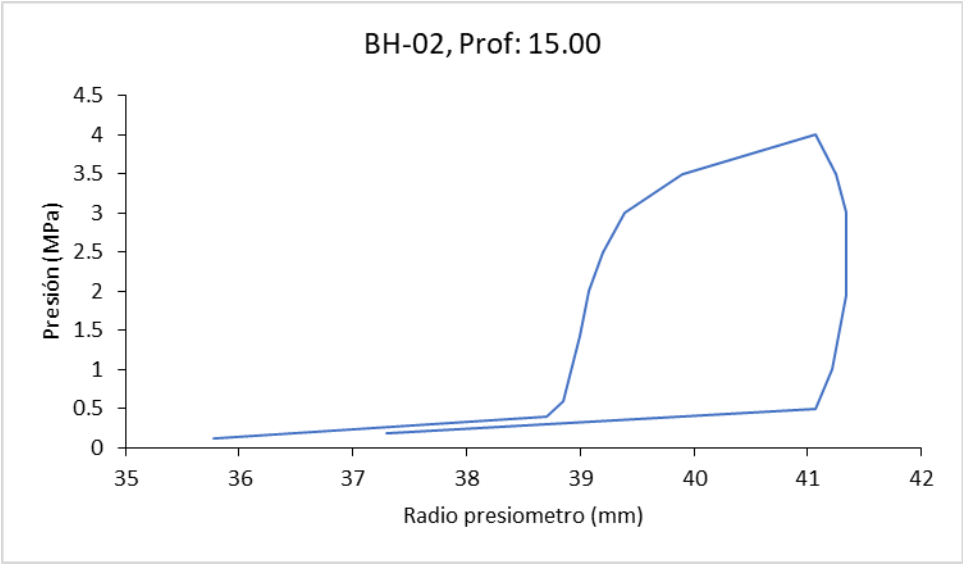


Figura 4.12.- Curva de la prueba de presiómetro alojada a 15.00 m de profundidad en el sondeo BH-02

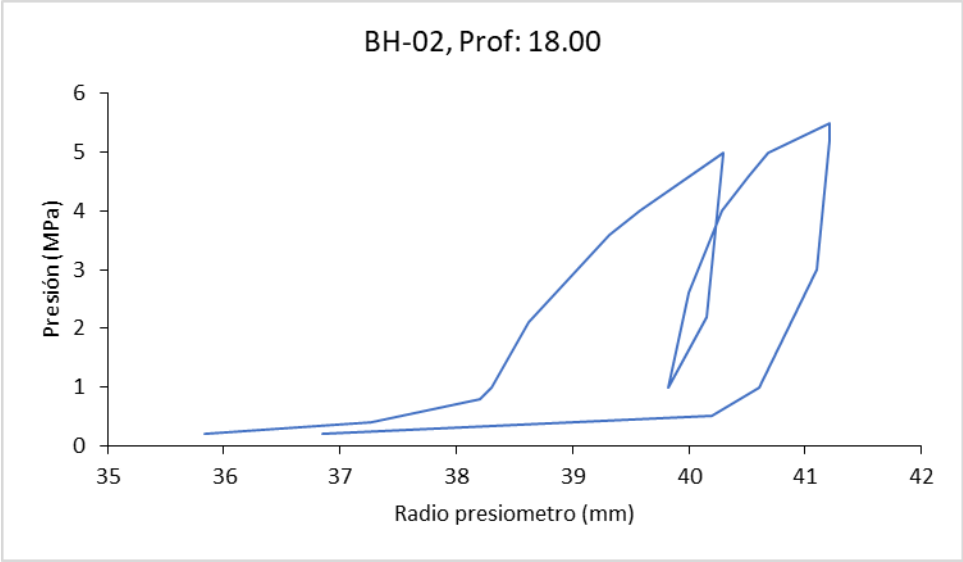


Figura 4.13.- Curva de la prueba de presiómetro alojada a 18.00 m de profundidad en el sondeo BH-02.

4.3.3.- Parámetros presiométricos

Posterior a la obtención y corrección de las pruebas de presiómetro se procede a obtener los parámetros presiométricos, como se mostró en el capítulo 3 de esta tesis.

4.3.3.1.- Modulo presiométrico (E_m) y de rigidez al corte (G)

Para la obtención de los módulos presiométricos de las pruebas para ambas zonas se utilizó la ecuación 61, mostrada en el capítulo 3.

$$E_m = (1 + \nu)(p_2 - p_1) \frac{\left(1 + \frac{\Delta R}{R_{02}}\right)^2 + \left(1 + \frac{\Delta R}{R_{01}}\right)^2}{\left(1 + \frac{\Delta R}{R_{02}}\right)^2 - \left(1 + \frac{\Delta R}{R_{01}}\right)^2} \quad 61)$$

Para el cálculo del módulo presiométrico se usa la parte recta de la etapa elástica (línea roja) y de mismo modo se utiliza la parte elástica de la etapa de recarga (línea verde) en Figura 4.14. Se asume el valor del módulo de Poisson, normalmente 0.33. En cuanto al radio de la sonda este se tomó de manera directa, haciendo una simplificación de la ecuación 61, quedando como:

$$E_m = (1 + \nu) * r \frac{\Delta p}{\Delta r} \quad 77)$$

Las Figuras 4.14 y 4.15 muestran curvas presiométricas de la zona de estudio I y II respectivamente.

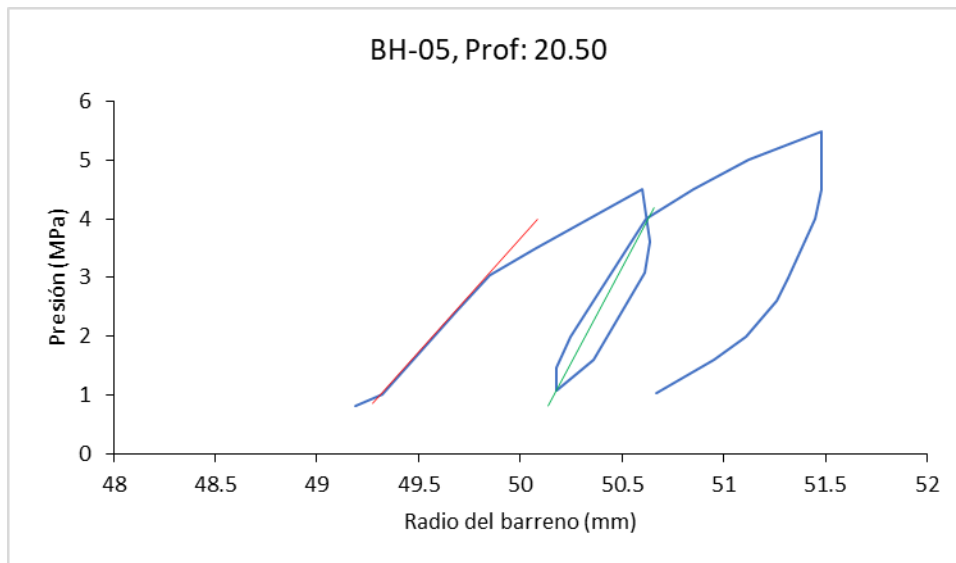


Figura 4.14.- Obtención de los módulos presiométricos en la curva presiométrica del sondeo BH-05 de la zona I a 20.50 m de profundidad.

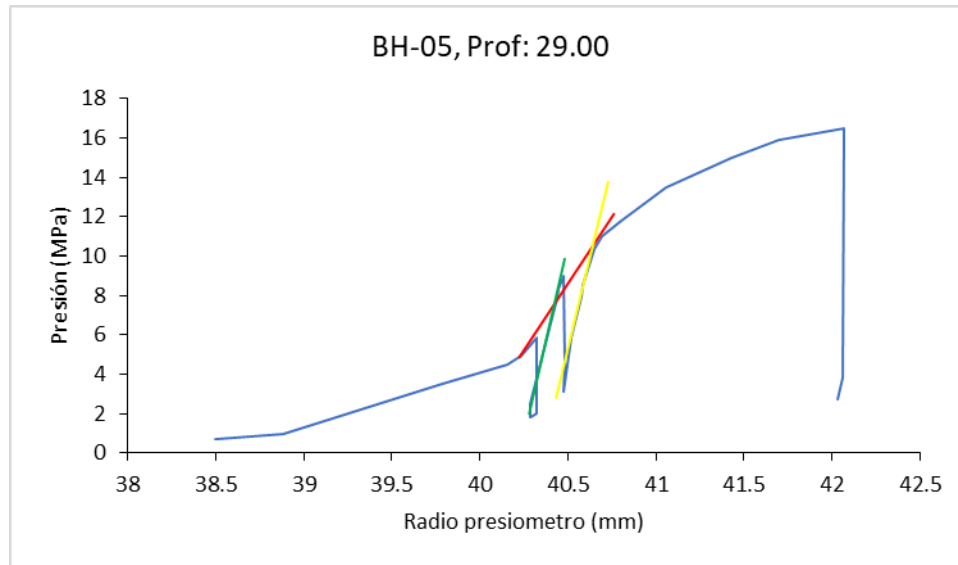


Figura 4.15.- Obtención de los módulos presiométricos en la curva presiométrica del sondeo BH-05 de la zona II a 29.00 m de profundidad.

Para poder calcular y obtener el módulo de rigidez al corte (G) se utilizó la ecuación 62, misma que es derivada de la Ley de Hooke, mostrado en el capítulo 2. Los resultados de módulo presiométrico y de rigidez de estas dos pruebas de ejemplo son mostrados en las tablas 4.5 y 4.6.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (62)$$

Tabla 4.5.- Cálculo de los módulos E_m y G para la prueba a 20.5 m en BH-05 para la zona I

Etapas de carga en prueba presiométrica		Inicial	Carga / descarga (1)	Carga / descarga (2)
		E_0	E_1	E_2
Presión inicial, p_1	(MPa)	1.2	1	-
Presión final, p_2	(MPa)	3	4	-
Radio inicial, r_1	(mm)	49.4	50.15	-
Radio inicial, r_2	(mm)	49.8	50.64	-
Poisson (asumido), ν		0.3	0.3	-
Módulo presiométrico, E_m	(MPa)	296.01	409.07	-
Módulo de Rigidez, G	(MPa)	113.85	157.34	-

Tabla 4.6.- Cálculo de los módulos E_m y G para la prueba a 29.0 m en BH-05 para la zona II

Etapas de carga en prueba presiométrica		Inicial	Carga / descarga (1)	Carga / descarga (2)
		E_0	E_1	E_2
Presión inicial, p_1	(MPa)	5	1.5	2.5
Presión final, p_2	(MPa)	10.5	6	8
Radio inicial, r_1	(mm)	40.24	40.27	40.46
Radio inicial, r_2	(mm)	40.66	40.39	40.57
Poisson (asumido), ν		0.3	0.3	0.3
Módulo presiométrico, E_m	(MPa)	705.66	2014.84	2698.48
Módulo de Rigidez, G	(MPa)	271.41	774.94	1037.88

4.3.3.2.- Presión de fluencia (p_y), presión límite (p_L) y presión límite neta (p_L^*)

Tanto la presión límite como la presión límite neta pueden ser obtenidas mediante el análisis de las curvas presiométricas, siempre y cuando se alcance la presión de fluencia. Se obtendrá de primera cuenta la presión de fluencia, ya que con ella se puede obtener la presión límite.

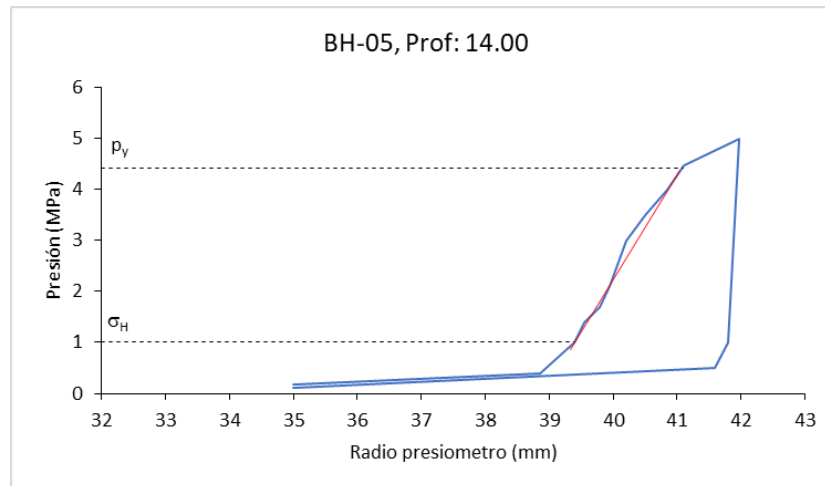


Figura 4.16.- Análisis de la curva presiométrica para la obtención de parámetros presiométricos, sondeo BH-05 a 14.00m. Zona II.

La figura 4.16 muestra el análisis realizado a la curva presiométrica del sondeo BH-05 de la zona II a la profundidad de 14.00 m, se puede observar que el esfuerzo horizontal se encuentra de manera abrupta, justo al término del acomodamiento del material y en el inicio del comportamiento elástico del material (Clarke, 1995). Para la obtención de la presión de

fluencia se observa el término de la parte elástica de la curva y en ese punto se determina la presión como la presión de fluencia del material.

Para la obtención de la presión límite se hace uso de las correlaciones mostradas anteriormente en el capítulo 3, donde la presión límite está definida por la ecuación 64 (Walker y Jewell, 1979) como:

$$p_L = 1.7p_y \quad 78)$$

De esta forma la presión límite es igual a 1.7 veces la presión de fluencia. Para la obtención de la presión límite neta se resta el esfuerzo horizontal de la presión límite. De este modo, los resultados de la curva presiométrica a 14.00 m se observan en la tabla 4.6.

Tabla 4.6.- Resultados de presión obtenidos por medio de la curva presiométrica. BH-05 a 14.00 m
Zona II

Presión de fluencia	Esfuerzo horizontal	Presión límite	Presión límite neta
MPa	MPa	MPa	MPa
4.430	1.000	7.531	6.531

Otros resultados de presión límite, pudieron ser obtenidos directamente de la curva presiométrica, como se observa en la prueba del sondeo BH-02 a 25.00 m de profundidad de la zona II, Figura 4.17. Los resultados de presión límite obtenidos sin correlación serán analizados en el siguiente capítulo.

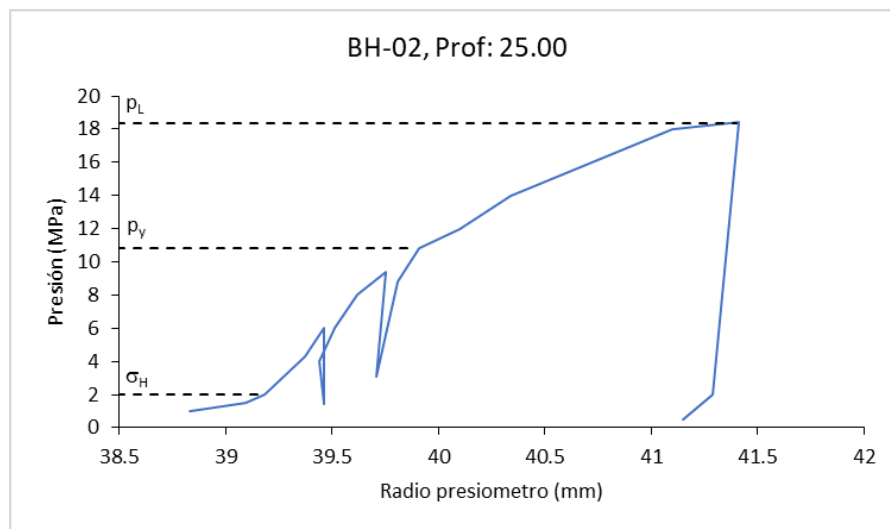


Figura 4.17.- Análisis de la curva presiométrica para la obtención de parámetros presiométricos, sondeo BH-02 a 25.00 m. Zona II.

4.3.3.3.- Caracterización

Para la caracterización con el presiómetro se utilizarán las relaciones mostradas en el capítulo 3, para ello se presentan a continuación los resultados de módulos presiométricos, presiones y esfuerzo horizontal obtenidos en los apartados anteriores.

Tabla 4.7.- Resultados de módulos presiométricos y de rigidez para la zona I

Sondeo	Prof. Pba.	Módulo Presiométrico (MPa)			Módulo de rigidez (MPa)		
	(m)	E ₀	E ₁	E ₂	G ₀	G ₁	G ₂
BH - 04	14.80	278.20	401.51	-	107.00	154.43	-
	24.80	753.26	1434.79	-	289.72	551.84	-
	35.50	1333.81	1589.73	-	513.00	611.44	-
	45.50	841.04	1189.12	-	323.48	457.35	-
	55.50	1162.53	1359.97	1744.28	447.13	523.06	670.88
	62.25	1497.61	1736.49	1611.40	576.00	667.88	619.77
BH - 05	20.50	296.01	409.07	-	113.85	157.34	-
	30.50	389.77	615.34	1130.79	149.91	236.67	434.92
	40.50	759.17	1279.08	2972.29	291.99	491.95	1143.19
	50.75	330.91	1479.89	4205.37	127.27	569.19	1617.45
	60.75	911.01	1886.82	2050.15	350.39	725.70	788.52
	70.70	1337.70	2254.85	-	514.50	867.25	-
	75.71	1543.05	2301.98	-	593.48	885.38	-
	79.50	1849.98	1539.64	-	711.53	592.17	-
BH - 06	13.80	1403.32	7796.43	2370.10	539.74	2998.63	911.58
	17.80	1486.48	1823.49	2101.45	571.72	701.34	808.25
	27.80	1030.93	2321.36	2924.26	396.51	892.83	1124.71
	37.80	758.84	1413.51	3367.33	291.86	543.66	1295.13
	48.50	841.04	1189.12	-	323.48	457.35	-

Tabla 4.8.- Resultados de módulos presiométricos y de rigidez para la zona II

Barreno	Prof. Pba.	Módulo presiométrico (MPa)			Módulo de rigidez (MPa)		
	(m)	E ₀	E ₁	E ₂	G ₀	G ₁	G ₂
BH-02	15	312.51	-	-	120.20	-	-
	18	99.23	341.10	-	38.16	131.19	-
	22	571.25	1435.38	3785.32	219.71	552.07	1455.89
	25	594.71	3947.78	3530.80	228.73	1518.38	1358.00
	31	700.99	7079.80	5339.10	269.61	2723.00	2053.50
	34	782.59	5826.27806	-	301.00	2240.87618	-
	37	662.81	3712.64094	-	254.93	1427.93882	-

Tabla 4.8.- Resultados de módulos presiométricos y de rigidez para la zona II (continuación).

Barreno	Prof. Pba.	Módulo presiométrico (MPa)			Módulo de rigidez (MPa)		
	(m)	E ₀	E ₁	E ₂	G ₀	G ₁	G ₂
BH-02	40	557.81	1628.0696	-	214.54	626.180614	-
	44	421.13	1348.76	1424.39	161.97	518.75	547.84
	50	568.76	2149.16	1856.77	218.76	826.60	714.14
	56	481.92	1423.10	1657.62	185.35	547.35	637.54
	64	616.76	1789.24	1500.25	237.22	688.17	577.02
	67	425.04	1422.07	1469.26	163.48	546.95	565.10
BH-05	14	117.07	-	-	45.03	-	-
	17	115.63	677.14	-	44.47	260.44	-
	20	226.32	742.08	-	87.05	285.42	-
	23	301.09	1026.76	-	115.80	394.91	-
	26	297.27	1008.65	1361.11	114.34	387.94	523.51
	29	705.66	2014.84	2698.48	271.41	774.94	1037.88
	32	826.69	2013.86	2121.51	317.96	774.56	815.97
	35	721.28	2019.23	1853.01	277.41	776.63	712.69
	38	675.72	1565.96	1597.06	259.89	602.29	614.25
	41	284.41	1008.65	1691.82	109.39	387.94	650.70
	45	901.58	3033.23	2516.30	346.76	1166.63	967.81
	50	549.53	2246.29	1860.57	211.36	863.96	715.60
	55	374.97	2010.45	1527.81	144.22	773.25	587.62
	60	382.34	1508.21	1758.88	147.05	580.08	676.49
65	541.17	1862.78	2201.23	208.14	716.45	846.63	

Tabla 4.9.- Resultados de presión de fluencia, esfuerzo horizontal, presión límite y presión límite neta para la zona I.

Sondeo	Prof. Pba	Presión de fluencia	Esfuerzo horizontal	Presión límite	Presión límite neta
	m	MPa	MPa	MPa	MPa
BH - 04	14.80	2.8	1.2	5.41*	4.21
	24.80	8	3	13.45*	10.45
	35.50	8.3	2	12.95*	10.95
	45.50	12.26	1.8	20.85	17.58
	55.50	11.6	1.8	19.72	17.92
	62.25	9.1	1.5	15.47	13.97
BH - 05	20.50	3.1	1	5.34*	4.34
	30.50	7	1	11.9	10.9

Tabla 4.9.- Resultados de presión de fluencia, esfuerzo horizontal, presión límite y presión límite neta para la zona I. (continuación).

Sondeo	Prof. Pba	Presión de fluencia	Esfuerzo horizontal	Presión límite	Presión límite neta
	m	MPa	MPa	MPa	MPa
BH-05	40.50	7.2	2	12.42*	10.42
	50.75	11.6	2	19.85	11.6
	60.75	8.4	2.5	15.29*	12.79
	70.70	9.4	2.7	16.03*	13.33
	75.71	11.5	2	19.55	17.55
	79.50	8.4	3	13.62*	10.62
	BH - 06	13.80	8	2	13.6
17.80		9.6	3	16.32	13.32
27.80		11.2	2.8	19.04	16.24
37.80		12.2	1	20.74	19.74
48.50		12.28	4	20.88	13.00

Tabla 4.10.- Resultados de presión de fluencia, esfuerzo horizontal, presión límite y presión límite neta para la zona II.

Sondeo	Prof. Pba	Presión de fluencia	Esfuerzo horizontal	Presión límite	Presión límite neta
	m	MPa	MPa	MPa	MPa
BH-02	15	3	0.6	5.1	4.5
	18	3.6	0.96	6.12	5.16
	22	9.9	2	16.77*	14.76
	25	10.8	2	18.66*	16.65
	31	15.5	3.6	26.35	22.75
	34	12	4	20.4	16.4
	37	11.7	2.4	19.89	17.49
	40	10.6	2.4	18.02	15.62
	44	8.5	3	14.45	11.45
	50	10.1	2	17.17	15.17
	56	10.4	1.5	17.68	16.18
	64	11.7	3.6	19.89	16.29
	67	10.4	2.8	17.68	14.88
BH-05	14	4.43	1	7.53	6.531
	17	5.8	1	14.94*	13.93
	20	7.7	1	13.09	12.09

Tabla 4.10.- Resultados de presión de fluencia, esfuerzo horizontal, presión límite y presión límite neta para la zona II. (continuación).

Sondeo	Prof. Pba	Presión de fluencia	Esfuerzo horizontal	Presión límite	Presión límite neta
	m	MPa	MPa	MPa	MPa
BH-05	23	7.3	2	12.41	10.41
	26	9	2	15.3	13.3
	29	10.5	3.1	17.85	14.75
	32	12.4	3.2	21.08	17.88
	35	12.7	4	21.59	17.59
	38	13	3	22.1	19.1
	41	7	2.8	11.9	9.1
	45	12	3	20.4	17.4
	50	10.6	4	15.72*	11.72
	55	12	3.6	20.4	16.8
	60	12	3.8	20.4	16.6
	65	13.5	3.5	22.95	19.45

Los valores de presión límite denotados con un asterisco (15.72*) son valores que se obtuvieron de manera gráfica.

Se puede observar con gran claridad en las tablas 4.9 y 4.10 que los valores de esfuerzo horizontal son bastante elevados debido a que durante la prueba la etapa de contacto no fue bien definida, por lo cual se debe de realizar una corrección con base en la ecuación 79.

$$k = \frac{v}{1 - v} \quad (79)$$

Se debe cumplir que el esfuerzo vertical siempre es mayor al horizontal. Por ello para obtener el esfuerzo horizontal, el esfuerzo vertical debe ser multiplicado por el factor k, ecuación 79, de este modo se hace la corrección del esfuerzo horizontal, ya que para poder caracterizar con ayuda del presiorama de Baud se debe utilizar la presión límite neta. También el tener un esfuerzo horizontal muy alto castiga de manera sería el cálculo de capacidad de carga por punta. Usando $v=0.33$ se obtiene un factor $k=0.4925$, en cuanto al esfuerzo vertical se utilizó un peso volumétrico ponderado de 2 ton/m^2 , el cual se obtuvo de pruebas de laboratorio. Los esfuerzos horizontales corregidos son los siguientes.

Tabla 4.11.- Corrección del esfuerzo horizontal y presión límite neta en zona I.

Sondeo	Prof. Pba	Esfuerzo vertical	Esfuerzo horizontal	Presión límite	Presión límite neta
	m	MPa	MPa	MPa	MPa
BH - 04	14.8	0.3	0.15	5.41*	5.26
	24.8	0.5	0.25	13.45*	13.21
	35.5	0.72	0.35	12.95*	12.59
	45.5	0.91	0.45	20.85	20.40
	55.5	1.11	0.55	19.72*	19.17
	62.25	1.31	0.65	15.47	14.82
	BH - 05	20.5	0.41	0.20	5.34*
30.5		0.61	0.30	11.90	11.60
40.5		0.81	0.40	12.42*	12.02
50.75		1.02	0.50	18.35	17.85
60.75		1.22	0.60	15.29*	14.69
70.7		1.42	0.70	16.03*	15.33
75.71		1.52	0.75	19.55	18.80
BH - 06	79.5	1.59	0.78	13.62*	12.84
	13.8	0.28	0.14	13.60	13.46
	17.8	0.36	0.18	16.32	16.14
	27.8	0.56	0.28	19.04	18.76
	37.8	0.76	0.37	20.74	20.37
48.5	0.98	0.48	20.88	20.40	

Tabla 4.12.- Corrección del esfuerzo horizontal y presión límite neta en zona II.

Sondeo	Prof. Pba	Esfuerzo vertical	Esfuerzo horizontal	Presión límite	Presión límite neta
	m	MPa	MPa	MPa	MPa
BH-02	15	0.31	0.15	5.1	4.95
	18	0.37	0.18	6.12	5.94
	22	0.45	0.22	16.77	16.55
	25	0.51	0.25	18.66	18.41
	31	0.63	0.31	26.35	26.04
	34	0.69	0.34	20.4	20.06
	37	0.75	0.37	19.89	19.52
	40	0.81	0.40	18.02	17.62

Tabla 4.12.- Corrección del esfuerzo horizontal y presión límite neta en zona II. (Continuación).

Sondeo	Prof. Pba	Esfuerzo vertical	Esfuerzo horizontal	Presión límite	Presión límite neta
	m	MPa	MPa	MPa	MPa
BH-02	44	0.89	0.44	14.45	14.01
	50	1.01	0.50	17.17	16.67
	56	1.13	0.56	17.68	17.12
	64	1.29	0.64	19.89	19.25
	67	0.31	0.15	17.68	17.53
BH-05	14	0.29	0.14	7.53	7.39
	17	0.35	0.17	14.94	14.76
	20	0.41	0.20	13.09	12.89
	23	0.47	0.23	12.41	12.18
	26	0.53	0.26	15.30	15.04
	29	0.59	0.29	17.85	17.56
	32	0.65	0.32	21.08	20.76
	35	0.71	0.35	21.59	21.24
	38	0.77	0.38	22.10	21.72
	41	0.83	0.41	11.90	11.49
	45	0.91	0.45	20.40	19.95
	50	1.01	0.50	15.73	15.23
	55	1.11	0.55	20.40	19.85
	60	1.21	0.60	20.40	19.80
	65	1.31	0.65	22.95	22.30

Con el esfuerzo horizontal corregido se puede proceder a calcular la presión límite neta (p_L^*) y de este modo poder realizar la relación E_m/p_L^* , con la cual se puede caracterizar el material, en este caso la roca. Las tablas 4.13 y 4.15 muestran los resultados de la relación, así como se agrega el RQD de la roca y su descripción.

Tabla 4.13.- Relación del módulo presiométrico con la presión límite neta en zona I.

Sondeo	Prof.	E_m	p_L^*	E_m/p_L^*	RQD	Descripción
	m	MPa	MPa		%	
BH - 04	14.80	278.20	5.26	52.9	38	Calcarenita silíceas
BH - 04	24.80	753.26	13.21	57.0	0	Limolita calcárea
BH - 04	35.50	1333.81	12.59	105.9	18	Limolita calcárea
BH - 04	45.50	841.04	20.40	41.2	15	Limolita calcárea
BH - 04	55.50	1162.53	19.17	60.6	0	Limolita calcárea

Tabla 4.13.- Relación del módulo presiométrico con la presión límite neta en zona I (continuación).

Sondeo	Prof. m	E_m MPa	p_L^* MPa	E_m/p_L^*	RQD %	Descripción
BH - 04	62.25	1497.61	14.82	101.0	39	Limolita calcárea
BH - 05	20.50	296.01	5.14	57.6	35	Limolita calcárea
BH - 05	30.50	389.77	11.60	33.6	28	Limolita calcárea
BH - 05	40.50	759.17	12.02	63.2	13	Conglomerado calcáreo
BH - 05	50.75	330.91	13.10	25.3	0	Limolita calcárea
BH - 05	60.75	911.01	14.69	62.0	0	Limolita calcárea
BH - 05	70.70	1337.70	15.33	87.2	0	Limolita calcárea
BH - 05	75.71	1543.05	18.80	82.1	68	Limolita calcárea
BH - 05	79.50	1849.98	12.84	144.1	45	Limolita calcárea
BH - 06	13.80	1403.32	13.46	104.2	35	Calcarenita silíceas
BH - 06	17.80	1486.48	16.14	92.1	45	Limolita calcárea
BH - 06	27.80	1030.93	18.76	54.9	89	Limolita calcárea
BH - 06	37.80	758.84	20.37	37.3	14	Limolita calcárea
BH - 06	48.50	841.04	16.52	50.9	44	Limolita calcárea

Para clasificar al material usaremos la tabla 3.3 presentada por Clarke (1995), se puede observar que la relación de valores de E_m/p_L de las zonas I y II están fuera de rango, para la parte de roca fracturada como lo clasifica Clarke.

Una mejor forma de caracterizar el material es con la ayuda del presiorama de Baud (2003). La Figura 4.18 muestra el presiorama de Baud con los valores obtenidos anteriormente.

Tabla 4.14.- Caracterización por Clarke (1995).

Tipo de Material	E_m/p_L
Arena floja	4-7
Arena de compacidad media a densa	7-10
Arcilla blanda saturada	8-10
Arcilla de consistencia blanda a firme	8-10
Arcilla de consistencia firme a muy firme	10-20
Loess	12-15
Roca fracturada	8-40

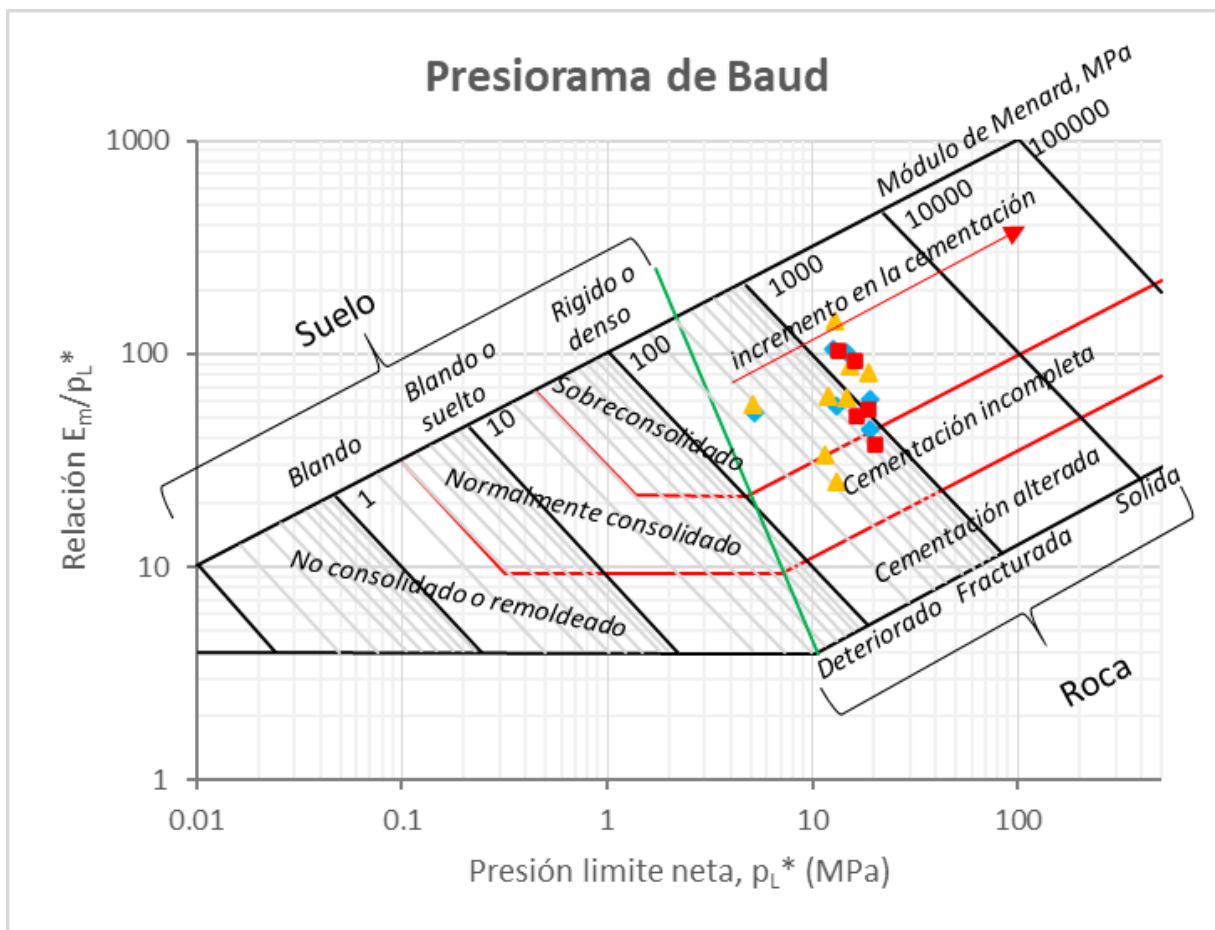


Figura 4.18.- Caracterización de la zona I mediante el presiorama de Baud (2012).

Tabla 4.15.- Relación del módulo presiométrico con la presión limite neta en zona II.

Sondeo	Prof. m	E_m MPa	p_L^* MPa	E_m/p_L^*	RQD %	Descripción
BH-02	15.00	312.5	4.9	63.17	0	Calcarenita silíceo
BH-02	18.00	99.2	5.9	16.71	58	Conglomerado calcáreo
BH-02	22.00	571.3	16.5	34.52	44	Conglomerado calcisilita
BH-02	25.00	594.7	18.4	32.31	82	Calcirudita silíceo
BH-02	31.00	701.0	26.0	26.92	66	Calcisilita silíceo
BH-02	34.00	782.6	20.1	39.01	76	Calcisilita silíceo
BH-02	37.00	662.8	19.5	33.95	79	Conglomerado limolita
BH-02	40.00	557.8	17.6	31.66	66	Conglomerado limolita
BH-02	44.00	421.1	14.0	30.06	15	Conglomerado limolita
BH-02	50.00	568.8	16.7	34.11	57	Limolita calcáreo

Tabla 4.15.- Relación del módulo presiométrico con la presión limite neta en zona II (continuación).

Sondeo	Prof.	E_m	p_L^*	E_m/p_L^*	RQD	Descripción
	m	MPa	MPa		%	
BH-02	56.00	481.9	17.1	28.14	67	Limolita calcárea
BH-02	64.00	616.8	19.3	32.03	58	Conglomerado limolita
BH-02	67.00	425.0	17.5	24.25	35	Limolita calcárea
BH-05	14.00	117.1	7.4	15.85	35	Calcarenita silícea
BH-05	17.00	115.6	14.8	7.83	57	Calcarenita silícea
BH-05	20.00	226.3	12.9	17.56	77	Conglomerado calcáreo
BH-05	23.00	301.1	12.2	24.72	45	Calcirudita silícea
BH-05	26.00	297.3	15.0	19.77	33	Conglomerado calcisilita
BH-05	29.00	705.7	17.6	40.19	95	Conglomerado calcisilita
BH-05	32.00	826.7	20.8	39.82	37	Calcisilita silícea
BH-05	35.00	721.3	21.2	33.96	38	Calcisilita silícea
BH-05	38.00	675.7	21.7	31.11	15	Conglomerado limolita
BH-05	41.00	284.4	11.5	24.75	15	Conglomerado limolita
BH-05	45.00	901.6	20.0	45.19	50	Limolita calcárea
BH-05	50.00	549.5	15.2	36.09	33	Limolita calcárea
BH-05	55.00	375.0	19.9	18.89	7	Conglomerado limolita
BH-05	60.00	382.3	19.8	19.31	22	Conglomerado limolita
BH-05	65.00	541.2	22.3	24.26	30	Conglomerado calcáreo

A diferencia de los resultados obtenidos de la relación E_m/p_L de Clarke (1995) el presiorama de Baud (2003) sí muestra una clara clasificación, rocas deterioradas a fracturadas de baja cementación, lo cual concuerda con lo observado en las muestras de roca. De la misma manera que con los resultados obtenidos en la zona I, se usara el presiorama de Baud para conocer una mejor caracterización de la zona II (Figura 4.19).

Para concluir con el proceso de caracterización del sitio con ayuda del presiómetro, se llevó a cabo la comparativa del módulo presiométrico y su variación en cuanto a la profundidad con el fin de delimitar una estratigrafía en el subsuelo. Se realizó también con la presión limite neta y en una comparativa con el RQD. Estas graficas se muestran en las figuras 4.20 y 4.21.

Se concluye la siguiente caracterización a partir de los resultados del presiorama de Baud y la estratigrafía mostrada en las figuras 4.20 y 4.21:

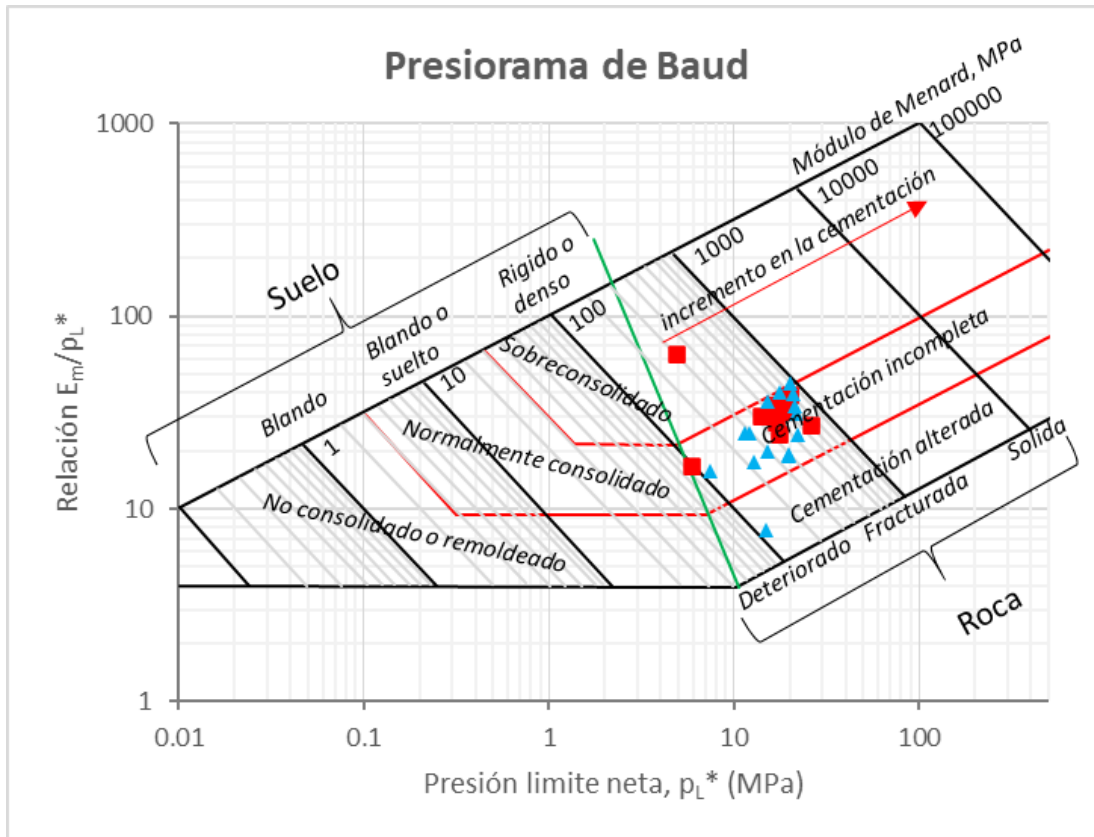


Figura 4.19.- Caracterización de la zona II mediante el presiorama de Baud (2012).

- Zona I: Esta zona se divide en 4 unidades geotécnicas según el módulo presiométrico, el primero de 0-14m es un estrato de arena limosa color café con fragmentos de conchas. De 14-25 m estrato de Calcarenitas sílicea y limolita calcárea de mala calidad, fracturada y de cementación baja. De 25 a 50 m Limolita calcárea de calidad muy mala, fracturada de baja cementación y cementación incompleta según el presiorama de Baud. De 50 a 70 m Limolita calcárea pasando por rocas de muy mala calidad a buena de baja cementación y muy alterada.
- Zona II: Para esta zona se manejan 4 unidades geotécnicas según el módulo presiométrico. De 0-14 m es un estrato de arena limosa color café con fragmentos de conchas y areniscas sub-angulosas. De 14 a 20 m se conforma por un estrato de Calcarenita sílicea de calidad mala a regular, deteriorada y con una cementación incompleta. De 20 a 30 m es un estrato de Calcisilita y un conglomerado de limolita en matriz de arena de calidad regular a buena, deteriorada y con una cementación incompleta. De 30 a 40 m son rocas deterioradas con una cementación incompleta de

calcisilita sílicea de mala calidad. Y de 40 a 70 m es un conglomerado de limolita y limolita calcárea de mala calidad, deteriorada y con una cementación incompleta.

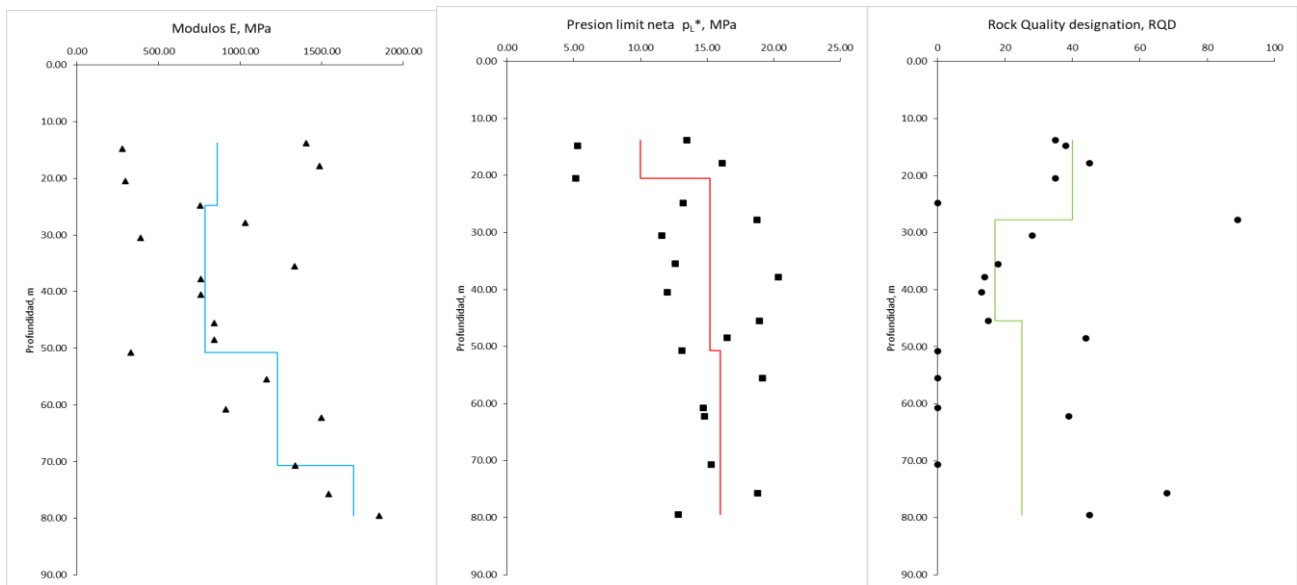


Figura 4.20.- Estratificación de la zona I con ayuda del módulo presiométrico y la presión límite neta.

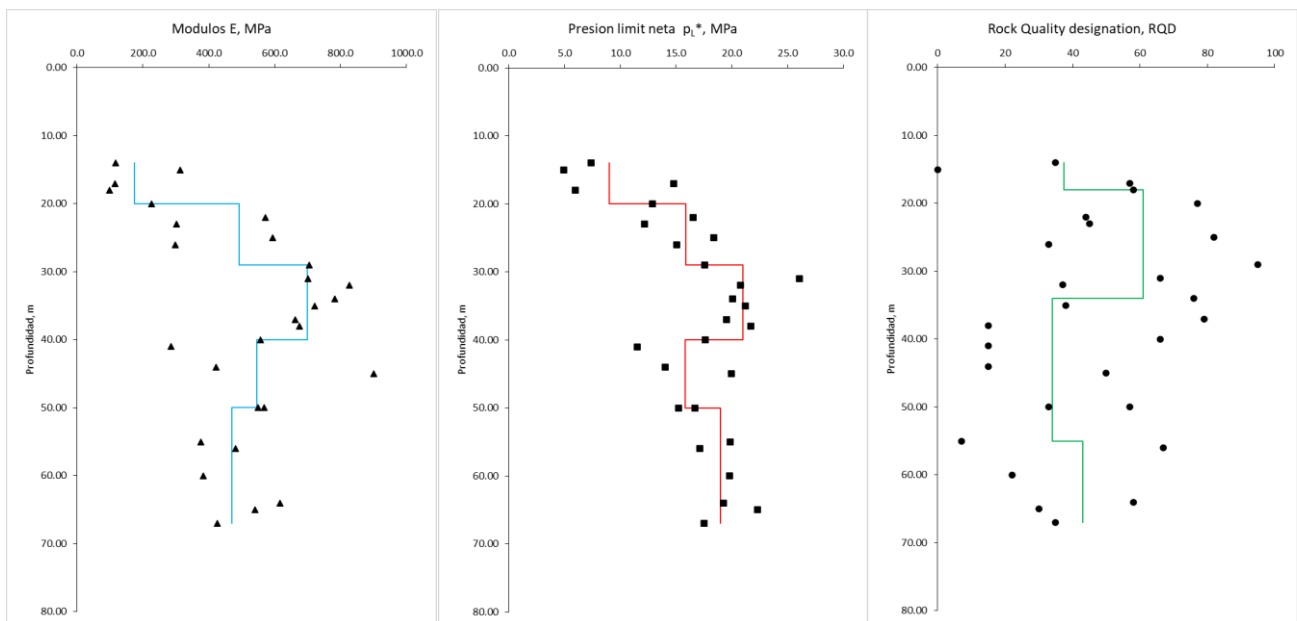


Figura 4.21.- Estratificación de la zona II con ayuda del módulo presiométrico y la presión límite neta.

4.4.- Criterio de diseño

Se puede utilizar el módulo presiométrico para obtener por medio de correlaciones el módulo de elasticidad de Young, así como también diferentes correlaciones con la presión

límite para obtener otros parámetros de resistencia los cuales pueden ser empleados para realizar un diseño de cimentaciones convencional. Para este ejemplo se usará el método desarrollado por Menard (1972), el método directo, esto se lleva a cabo con la ayuda de los parámetros de presión límite neta (p_L^*) y módulo presiométrico (E_m).

La capacidad de carga está dada por la ecuación 69 que se presenta a continuación.

$$Q = Q_p + Q_s - W_p \quad (69)$$

Los pasos que se deben llevar a cabo para el diseño de una cimentación por el método del presiómetro (método directo) se muestran a continuación.

4.4.1.- Capacidad de carga por punta

Para calcular la capacidad de carga por punta del pilote se tiene la ecuación 70. Esta es:

$$Q_p = q_L A_p \quad (70)$$

Donde:

q_L : es la presión última en la punta

A_p : es el área del pilote

Para el caso del área de los pilotes, se dispondrán de diferentes diámetros para el análisis y comparación en los resultados de la capacidad de carga. Los diámetros de pilotes utilizados para este análisis son: 0.50m, 0.60m, 0.75m, 0.80m, 0.90m, 1.00m 1.50m y 2.00m.

El cálculo de la presión última en la punta por el método directo se da por la ecuación 72.

$$q_L = k p_{Le}^* + \sigma_v \quad (72)$$

Donde el factor de capacidad de carga por punta, k , está dado por las normas vigentes, del fascículo 62 DTU 13.2 de la normativa francesa y la actualización presentada por Bustamante y Gambin (2009). Como se ha descrito al inicio de este capítulo, los valores del factor de capacidad de carga por punta k , han sido recolectados y modificados con el paso del tiempo, resultado de distintas mediciones en pilotes.

Para obtener el valor del coeficiente k se utiliza la tabla 4.16 la cual muestra las técnicas y características de los pilotes que han sido estudiados, dándoles a estos un código de referencia (Bustamante et. al., 2009).

Tabla 4.16.- Código para características de los pilotes estudiados del Fascículo 62, actualización de Bustamante, Gambin y Gianiselli (2009).

No.	Código	¹ ∅	² H	Técnica de construcción
		mm	m	
1		500-2000	11.5-23	Perforado simple
2		270-1800	6-78	Perforado con lodo
3	1	270-1200	20-56	Perforado ademado (ademe perdido)
4		420-1100	5.5-29	Perforado ademado (ademe recuperado)
5		520-880	19-27	Perforado simple o con lodo, ranurado o pozo
6	2	410-980	4.5-30	Perforado continuo simple o doble rotación
7		310-710	5-19.5	Atornillado colado en sitio
8	3	650	13.5	Atornillado ademado
9		280-520	6.5-72.5	Hincado concreto prefabricado
10	4	250-600	8.9-20	hincado recubierto (concreto - mortero - lechada)
11		330-600	4-29.5	Hincado colado en sitio
12		170-810	4.5-45	Hincado tubo acero cerrado
13	5	190-1220	8-70	Hincado tubo acero abierto
14		260-600	6-64	Hincado perfil H
15	6	260-430	9-15.5	Hincado perfil H inyectado
16	7	-	3.5-12.5	Tablestacas hincadas
17		80-140	4-12	Micropilote tipo I
18	1	120-810	8.5-37.5	Micropilote tipo II
19		100-1220	8.5-67	Pilote o micropilote inyectado
20	8	130-660	7-39	Pilote o micropilote inyectado IRS

¹Diametro teórico mínimo y máximo; ²Longitud mínima y máxima en el suelo

De este modo conociendo la técnica a utilizar en la construcción de la cimentación se tiene el código con número del 1 al 8. A continuación, usando el código se emplea la tabla 7.17 para obtener el factor de capacidad de carga por punta en función del tipo de material en el que se llevará a cabo la construcción de la cimentación.

Para nuestros ejemplos utilizaremos un perforado simple con lodo in situ para lo cual tenemos un código 1 en la tabla 4.16 y revisando la tabla 4.17 podemos observar que tanto para rocas fracturadas como para rocas calcáreas se tiene un factor de capacidad de carga por punta de 1.6.

Para la obtención de la presión límite neta equivalente se utiliza la ecuación 73.

$$p_{Le} * = \sqrt[n]{p_{L1} * x p_{L2} * x \dots x p_{Ln} *} \quad (73)$$

Tabla 4.17.- Valores para el factor k dependiendo del código y el tipo de suelo. Fascículo 62, actualización de Bustamante, Gambin y Gianiselli (2009)

Código	Arcillas, Limos	Arenas, Gravav	Creta	Margas y calcáreas	Roca alterada
1	1.25	1.2	1.6	1.6	1.6
2	1.3	1.65	2	2	2
3	1.7	3.9	2.6	2.3	2.3
4	1.4	3.1	2.4	2.4	2.4
5	1.1	2	1.1	1.1	1.1
6	1.4	3.1	2.4	1.4	1.4
7	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
8	1.4	1.6	1.8	1.8	1.5

Para usar esta ecuación se debe tomar en cuenta el diámetro del pilote “B” para conocer el valor de “a”, rango de interacción de las presiones límite, donde se debe cumplir las siguientes relaciones:

$$a = 0.5 \text{ si } B \leq 1m \quad 80)$$

$$a = \frac{B}{2} \text{ si } B < 1 \quad 81)$$

Se puede visualizar este valor de a de la siguiente manera.

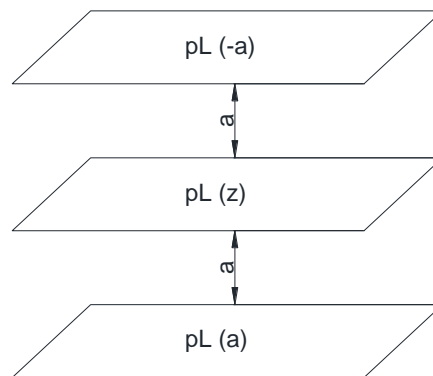


Figura 4.22.- Esquema rango de interacción de las presiones límite. (Briaud, 1992)

Consultando la tabla 4.15 se puede observar dos resultados a 50 m de profundidad cuya presión límite neta para el sondeo BH-02 a 50 m es de 16.70 MPa y para el sondeo BH-05 la presión límite neta es de 15.20 MPa.

Para un pilote de 0.50 m (B) se cumple la ecuación 80, tal que el valor de “a” es igual a 0.5. Para este caso ambos valores de presión límite a 50m entran en el rango de a, por lo tanto, la presión límite neta equivalente será:

$$p_{Le}^* = \sqrt{16.70MPa * 15.20MPa} = 15.93 MPa$$

Para el cálculo del esfuerzo vertical se toma en cuenta un peso volumétrico de 2ton/m² promedio resultado de pruebas de laboratorio, por lo tanto, el cálculo de la presión última de capacidad de carga será:

$$q_L = 1.6 * 15.93MPa + 1.01MPa = 26.50MPa$$

Para obtener la capacidad de carga por punta se multiplica esta presión última de capacidad de carga por el área del pilote, esto da como resultado:

$$Q_p = 26.50MPa * \frac{0.5^2 m * \pi}{4} * 1000 = 5204.08 kN$$

Se utilizó el mismo método para el cálculo de la capacidad de carga por punta para la zona II. Las tablas 4.18 y 4.19 muestran los resultados.

Tabla 4.18.- Resultados de capacidad de carga por punta para la zona I con una pila de 0.50m.

Factores			Sondeo	Prof. m	E _m MPa	p _L * MPa	σ _v MPa	p _{Le} * MPa	q _L MPa	Q _p kN
0.50	B	k	BH - 06	13.80	1403.32	13.46	0.28	13.46	21.82	4284.05
			BH - 04	14.80	278.20	5.26	0.3	5.26	8.72	1711.30
			BH - 06	17.80	1486.48	16.14	0.36	16.14	26.19	5142.06
			BH - 05	20.50	296.01	5.14	0.41	5.14	8.63	1694.63
			BH - 04	24.80	753.26	13.21	0.5	13.21	21.63	4246.79
			BH - 06	27.80	1030.93	18.76	0.56	18.76	30.58	6004.90
			BH - 05	30.50	389.77	11.60	0.61	11.60	19.17	3763.89
			BH - 04	35.50	1333.81	12.59	0.72	12.59	20.87	4096.92
			BH - 06	37.80	758.84	20.37	0.76	20.37	33.35	6547.30
			BH - 05	40.50	759.17	12.02	0.81	12.02	20.04	3934.10
			BH - 04	45.50	841.04	20.40	0.91	20.40	33.55	6587.53
			BH - 06	48.50	841.04	20.40	0.98	20.40	33.62	6601.27
			BH - 05	50.75	330.91	17.85	1.02	17.85	29.58	5808.02
			BH - 04	55.50	1162.53	19.17	1.11	19.17	31.79	6241.43
			BH - 05	60.75	911.01	14.69	1.22	14.69	24.73	4855.60
			BH - 04	62.25	1497.61	14.82	1.31	14.82	25.03	4914.57
BH - 05	70.70	1337.70	15.33	1.42	15.33	25.95	5095.56			
BH - 05	75.71	1543.05	18.80	1.52	18.80	31.60	6205.09			
BH - 05	79.50	1849.98	12.84	1.59	12.84	22.13	4345.75			

Tabla 4.19.- Resultados de capacidad de carga por punta para la zona II para una pila de 0.50m.

Factores										
a	B	k	Sondeo	Prof.	E_m	p_L^*	σ_v	p_{Le}^*	q_L	Q_p
0.50	0.50	1.6		m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kN
BH-05	14.00	117.1	7.39	0.29	7.39	12.11	2378.00			
BH-02	15.00	312.5	4.95	0.31	4.95	8.23	1615.12			
BH-05	17.00	115.6	14.76	0.35	14.76	23.97	4707.13			
BH-02	18.00	99.2	5.94	0.37	5.94	9.87	1938.06			
BH-05	20.00	226.3	12.89	0.41	12.89	21.03	4129.41			
BH-02	22.00	571.3	16.55	0.45	16.55	26.92	5286.53			
BH-05	23.00	301.1	12.18	0.47	12.18	19.96	3918.28			
BH-02	25.00	594.7	18.41	0.51	18.41	29.96	5883.36			
BH-05	26.00	297.3	15.04	0.53	15.04	24.59	4828.70			
BH-05	29.00	705.7	17.56	0.59	17.56	28.69	5632.30			
BH-02	31.00	701.0	26.04	0.63	26.04	42.29	8304.32			
BH-05	32.00	826.7	20.76	0.65	20.76	33.87	6649.53			
BH-02	34.00	782.6	20.06	0.69	20.06	32.79	6437.57			
BH-05	35.00	721.3	21.24	0.71	21.24	34.69	6812.25			
BH-02	37.00	662.8	19.52	0.75	19.52	31.98	6279.85			
BH-05	38.00	675.7	21.72	0.77	21.72	35.52	6974.97			
BH-02	40.00	557.8	17.62	0.81	17.62	29.00	5694.87			
BH-05	41.00	284.4	11.49	0.83	11.49	19.22	3773.04			
BH-02	44.00	421.1	14.01	0.89	14.01	23.31	4576.65			
BH-05	45.00	901.6	19.95	0.91	19.95	32.83	6446.73			
BH-02	50.00	568.8	16.67	1.01	15.93	26.50	5204.08			
BH-05	50.00	549.5	15.23	1.01	15.93	26.50	5204.08			
BH-05	55.00	375.0	19.85	1.11	19.85	32.88	6455.05			
BH-02	56.00	481.9	17.12	1.13	17.12	28.53	5601.37			
BH-05	60.00	382.3	19.80	1.21	19.80	32.90	6459.22			
BH-02	64.00	616.8	19.25	1.29	19.25	32.10	6302.33			
BH-05	65.00	541.2	22.30	1.31	22.30	37.00	7264.49			
BH-02	67.00	425.0	17.53	0.31	17.53	28.35	5567.24			

Utilizando la misma hoja de cálculo se realizó el cálculo para los demás diámetros de pilas a analizar (Tablas 4.20 y 4.21).

Tabla 4.20.- Resultados de capacidad de carga por punta para la zona I.

Prof.	Capacidad de carga en la punta Q_p [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50	2.00
13.80	4284.05	6169.04	9639.12	10967.18	13880.34	17136.22	24676.16	38556.49	43140.35
14.80	1711.30	2464.27	3850.43	4380.93	5544.62	6845.21	9857.10	15401.71	43215.75
17.80	5142.06	7404.57	11569.65	13163.69	16660.29	20568.26	29618.29	46278.58	82273.03
20.50	1694.63	2440.27	3812.92	4338.25	5490.60	6778.52	9761.07	15251.67	27114.08
24.80	4246.79	6115.38	9555.28	10871.78	13759.60	16987.16	24461.51	38221.10	67948.63

Tabla 4.20.- Resultados de capacidad de carga por punta para la zona I (continuación).

Prof.	Capacidad de carga en la punta Qp [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50
27.80	6004.90	8647.06	13511.03	15372.55	19455.89	24019.61	34588.24	54044.13	96078.45
30.50	3763.89	5420.00	8468.75	9635.55	12194.99	15055.55	21679.99	33874.98	60222.19
35.50	4096.92	5899.56	9218.07	10488.11	13274.02	16387.68	23598.26	36872.28	65550.71
37.80	6547.30	9428.11	14731.42	16761.09	21213.25	26189.20	37712.44	58925.69	104756.78
40.50	3934.10	5665.11	8851.73	10071.30	12746.49	15736.41	22660.43	35406.92	62945.64
45.50	6587.53	8821.85	13784.14	15683.29	19849.17	24505.15	35287.41	55136.58	98020.58
48.50	6601.27	7749.36	12108.38	13776.64	17436.06	21526.00	30997.45	48433.51	86104.02
50.75	5808.02	6213.64	9708.81	11046.46	13980.68	17260.10	24854.54	38835.22	69040.39
55.50	6241.43	8987.65	14043.21	15978.05	20222.22	24965.70	35950.61	56172.83	99862.81
60.75	4855.60	6992.06	10925.10	12430.33	15732.14	19422.40	27968.25	43700.39	77689.58
62.25	4914.57	7076.99	11057.79	12581.31	15923.22	19658.30	28307.95	44231.17	78633.18
70.70	5095.56	7337.61	11465.01	13044.64	16509.62	20382.24	29350.43	45860.04	81528.97
75.70	6205.08	8935.32	13961.44	15885.01	20104.47	24820.34	35741.29	55845.76	99281.36
79.50	4345.74	6257.87	9777.92	11125.10	14080.21	17382.98	25031.49	39111.71	69531.93

Tabla 4.21.- Resultados de capacidad de carga por punta para la zona II.

Prof.	Capacidad de carga en la punta Qp [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50
14.00	2378.00	3424.33	5350.51	6087.69	7704.74	9512.02	13697.31	21402.04	31271.41
15.00	1615.12	2325.77	3634.01	4134.70	5232.98	6460.47	9303.07	14536.05	31334.25
17.00	4707.13	6778.27	10591.05	12050.26	15251.12	18828.54	27113.10	42364.21	48148.05
18.00	1938.06	2790.80	4360.63	4961.42	6279.30	7752.23	11163.20	17442.51	48210.88
20.00	4129.41	5946.35	9291.18	10571.29	13379.29	16517.65	23785.41	37164.70	66070.58
22.00	5286.53	7612.60	11894.68	13533.51	17128.35	21146.11	30450.39	47578.74	72790.70
23.00	3918.28	5642.32	8816.13	10030.80	12695.23	15673.12	22569.30	35264.53	72853.53
25.00	5883.36	8472.04	13237.57	15061.41	19062.10	23533.45	33888.17	52950.26	85243.98
26.00	4828.70	6953.33	10864.57	12361.47	15644.98	19314.79	27813.30	43458.29	85306.81
29.00	5632.30	8110.52	12672.68	14418.69	18248.66	22529.21	32442.06	50690.72	90116.84
31.00	8304.32	11958.22	18684.72	21259.06	26906.00	33217.28	47832.89	74738.89	118846.45
32.00	6649.53	9575.33	14961.45	17022.81	21544.49	26598.14	38301.32	59845.81	118909.28
34.00	6437.57	9270.10	14484.53	16480.18	20857.73	25750.28	37080.41	57938.14	105924.79
35.00	6812.25	9809.64	15327.57	17439.37	22071.70	27249.01	39238.58	61310.28	105987.62
37.00	6279.85	9042.98	14129.66	16076.41	20346.71	25119.39	36171.92	56518.63	105859.54
38.00	6974.97	10043.96	15693.69	17855.93	22598.91	27899.89	40175.84	62774.75	105922.37

Tabla 4.21.- Resultados de capacidad de carga por punta para la zona II (continuación).

Prof.	Capacidad de carga en la punta Qp [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50
40.00	5694.87	8200.61	12813.45	14578.86	18451.37	22779.47	32802.43	51253.80	74071.56
41.00	3773.04	5433.18	8489.35	9659.00	12224.67	15092.18	21732.74	33957.40	74134.39
44.00	4576.65	6590.37	10297.46	11716.22	14828.34	18306.59	26361.50	41189.84	86839.92
45.00	6446.73	9283.29	14505.14	16503.63	20887.40	25786.92	37133.16	58020.56	86902.75
50.00	5204.08	7493.88	11709.19	13322.45	16861.23	20816.33	29975.52	46836.74	83265.32
55.00	6455.05	9295.28	14523.87	16524.94	20914.37	25820.22	37181.11	58095.49	96166.40
56.00	5601.37	8065.98	12603.09	14339.52	18148.45	22405.49	32263.91	50412.36	96229.23
60.00	6459.22	9301.27	14533.24	16535.59	20927.86	25836.87	37205.09	58132.95	103347.47
64.00	6302.33	9075.35	14180.23	16133.95	20419.53	25209.30	36301.39	56720.93	108221.38
65.00	7264.49	10460.86	16345.09	18597.08	23536.93	29057.94	41843.44	65380.37	108284.21
67.00	5567.24	8016.83	12526.29	14252.13	18037.86	22268.96	32067.30	50105.16	89075.84

4.4.2.- Capacidad de carga por fricción

Para calcular la capacidad de carga que aporta el fuste del pilote se emplea la ecuación 71.

$$Q_s = f_L A_s \quad (71)$$

Donde:

A_s: es el área del fuste del pilote.

f_L: es la fricción unitaria última

Del mismo modo que con la capacidad por punta del pilote, la fricción unitaria última se obtiene dependiendo de la técnica de construcción empleada, estos valores al igual que los obtenidos para el valor de k son encontrados en el fascículo 62 de las normas francesas para el diseño de cimentaciones profundas con el método directo del presiómetro.

De la tabla 4.22 se obtiene la categoría de la técnica para entrar a la gráfica del abanico de Q para encontrar la fricción unitaria última f_L (figura 4.23). Se retomará el ejemplo de cálculo utilizado en la sección anterior, zona II a una profundidad de 50m.

Tabla 4.22.- Categorías de Q para las técnicas de construcción, Bustamante et. al (2009).

Técnica de construcción	Arcilla limos	Arenas gravas	Creta	Marga Calcárea	Roca alterada
Perforado simple	Q2	Q2*	Q5	Q4	Q6**
Perforado con lodo	Q2	Q2	Q5	Q4	Q6*
Perforado ademado (ademe perdido)	Q1	Q1	Q1	Q2	Q1
Perforado ademado (ademe recuperado)	Q1	Q2	Q4	Q4	Q4
Perforado simple o con lodo, ranurado o pozo	Q3	Q3*	Q5	Q4	Q6
Perforado continuo simple o doble rotación	Q2	Q4	Q3	Q5	Q5**
Atornillado colado en sitio	Q3	Q5	Q4	Q4	Q4**
Atornillado ademado	Q1	Q2	Q2	Q2	Q2
Hincado concreto prefabricado	Q3	Q3**	Q2	Q2**	****
hincado recubierto (concreto - mortero - lechada)	Q6	Q8	Q7	Q7	****
Hincado colado en sitio	Q2	Q3	Q6**	Q5**	****
Hincado tubo acero cerrado	Q2	Q2**	Q1	Q2**	****
Hincado tubo acero abierto	Q2	Q1	Q1	Q2	****
Hincado perfil H	Q2	Q2	Q1	Q2**	****
Hincado perfil H inyectado	Q6	Q8	Q7	Q7	****
Tablestacas hincadas	Q2	Q2	Q1	Q2**	****
Micropilote tipo I	Q1	Q1	Q1	Q2	Q6
Micropilote tipo II	Q1	Q1	Q1	Q2	Q6
Pilote o micropilote inyectado	Q6	Q8	Q7	Q7	Q9
Pilote o micropilote inyectado IRS	Q9	Q9	Q9	Q9	Q10

*Si la resistencia del suelo lo permite.

** Realizar ensayo de carga para justificar valores superiores.

*** Calcular el perímetro según las recomendaciones de M. Bustamante en su artículo "REGLAS DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE PILOTES POR EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS MÉTODO PRESIOMÉTRICO, 2009."

**** En los casos en los que la alteración permita el empotramiento, tomar los valores propuestos para la marga calcárea o superiores si se justifican con un ensayo de carga u otra referencia

De este modo de la tabla 4.22 se tiene un Q4 para perforación simple con lodo en rocas calcáreas. Y entrando al abanico de Q con una presión límite neta equivalente, p_{Le}^* , de 15.93 MPa, obtenida anteriormente, se tiene un valor aproximado a 0.2 de f_L . Ya que la línea de valores de f_L para Q4 se vuelve horizontal casi en este punto. Por lo tanto, el valor de Q_s en kN será igual a:

$$Q_s = 0.2MPa * (\pi * 0.5m * 50m) * 1000 = 15707.96 kN$$

El cálculo de Q_s para los distintos diámetros y profundidades se realizó en una hoja de cálculo de Excel. Los resultados se muestran a continuación.

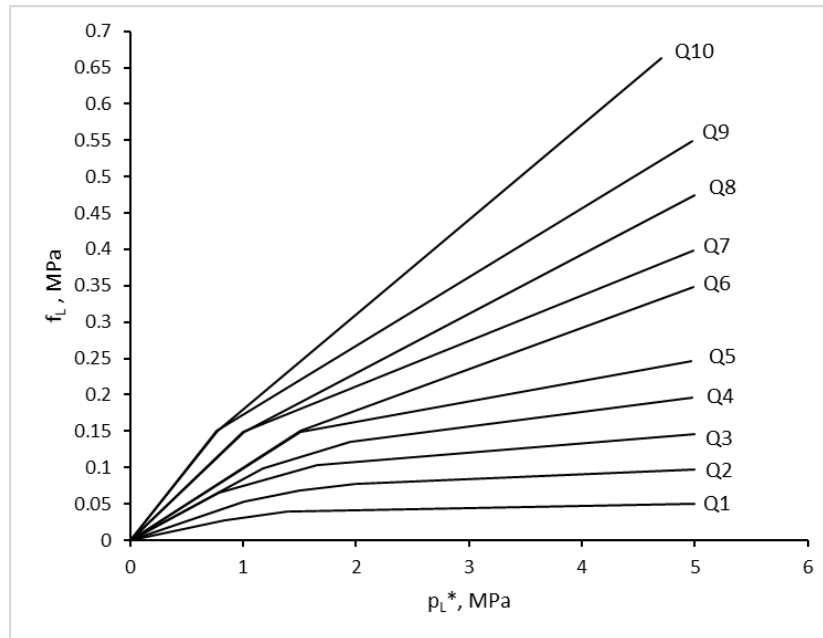


Figura 4.23.- Esquema de abanico de Q para la obtención del factor de fricción lateral, Bustamante, et. al, 2009.

Tabla 4.23.- Resultados de capacidad de carga por fricción lateral de la zona I para un pilote de diámetro 0.5m.

H	A	p_{Le}*	Q_s
m	m	MPa	kN
13.80	21.68	13.46	4335.40
14.80	23.25	5.26	4649.56
17.80	27.96	16.14	5592.03
20.50	32.20	5.14	6440.26
24.80	38.96	13.21	7791.15
27.80	43.67	18.76	8733.63
30.50	47.91	11.60	9581.86
35.50	55.76	12.59	11152.65
37.80	59.38	20.37	11875.22
40.50	63.62	12.02	12723.45
45.50	71.47	20.40	14294.25
48.50	76.18	20.40	15236.72
50.75	79.72	17.85	15943.58
55.50	87.18	19.17	17435.84
60.75	95.43	14.69	19085.18
62.25	97.78	14.82	19556.41
70.70	111.06	15.33	22211.06
75.71	118.92	18.80	23785.00
79.50	124.88	12.84	24975.66

Tabla 4.24.- Resultados de capacidad de carga por fricción lateral de la zona II para un pilote de diámetro 0.5m.

H	A	p_{Le}*	Q_s
m	m	MPa	kN
14.00	21.99	7.39	4398.23
15.00	23.56	4.95	4712.39
17.00	26.70	14.76	5340.71
18.00	28.27	5.94	5654.87
20.00	31.42	12.89	6283.19
22.00	34.56	16.55	6911.50
23.00	36.13	12.18	7225.66
25.00	39.27	18.41	7853.98
26.00	40.84	15.04	8168.14
29.00	45.55	17.56	9110.62
31.00	48.69	26.04	9738.94
32.00	50.27	20.76	10053.10
34.00	53.41	20.06	10681.42
35.00	54.98	21.24	10995.57
37.00	58.12	19.52	11623.89
38.00	59.69	21.72	11938.05
40.00	62.83	17.62	12566.37
41.00	64.40	11.49	12880.53
44.00	69.12	14.01	13823.01
45.00	70.69	19.95	14137.17
50.00	78.54	15.93	15707.96
55.00	86.39	19.85	17278.76
56.00	87.96	17.12	17592.92
60.00	94.25	19.80	18849.56
64.00	100.53	19.25	20106.19
65.00	102.10	22.30	20420.35
67.00	105.24	17.53	21048.67

La capacidad de carga por fricción lateral para los diferentes diámetros se muestra en las tablas 4.25 y 4.26.

El fascículo 62 de las normas para diseño de cimentaciones profundas en el apartado con presiómetro marcan las combinaciones de carga pertinentes para el diseño a compresión y a tensión de los pilotes por capacidad de carga. Dichas combinaciones se muestran en la tabla 4.27.

Tabla 4.25.- Resultados de capacidad de carga por fricción lateral para la zona I.

Prof.	Capacidad por fuste Qs [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50
13.80	4335.40	5202.48	6503.10	6936.64	7803.72	8670.80	10404.95	13006.19	17341.59
14.80	4649.56	5579.47	6974.34	7439.29	8369.20	9299.11	11158.94	13948.67	18598.23
17.80	5592.03	6710.44	8388.05	8947.26	10065.66	11184.07	13420.88	16776.10	22368.14
20.50	6440.26	7728.32	9660.40	10304.42	11592.48	12880.53	15456.64	19320.79	25761.06
24.80	7791.15	9349.38	11686.72	12465.84	14024.07	15582.30	18698.76	23373.45	31164.60
27.80	8733.63	10480.35	13100.44	13973.80	15720.53	17467.26	20960.71	26200.88	34934.51
30.50	9581.86	11498.23	14372.79	15330.97	17247.34	19163.72	22996.46	28745.57	38327.43
35.50	11152.65	13383.18	16728.98	17844.25	20074.78	22305.31	26766.37	33457.96	44610.62
37.80	11875.22	14250.26	17812.83	19000.35	21375.40	23750.44	28500.53	35625.66	47500.88
40.50	12723.45	15268.14	19085.18	20357.52	22902.21	25446.90	30536.28	38170.35	50893.80
45.50	14294.25	17153.10	21441.37	22870.79	25729.64	28588.49	34306.19	42882.74	57176.99
48.50	15236.72	18284.07	22855.09	24378.76	27426.10	30473.45	36568.14	45710.17	60946.90
50.75	15943.58	19132.30	23915.37	25509.73	28698.45	31887.17	38264.60	47830.75	63774.33
55.50	17435.84	20923.01	26153.76	27897.34	31384.51	34871.68	41846.01	52307.52	69743.36
60.75	19085.18	22902.21	28627.76	30536.28	34353.32	38170.35	45804.42	57255.53	76340.70
62.25	19556.41	23467.70	29334.62	31290.26	35201.55	39112.83	46935.39	58669.24	78225.66
70.70	22211.06	26653.27	33316.59	35537.70	39979.91	44422.12	53306.54	66633.18	88844.24
75.71	23785.00	28542.00	35677.50	38056.00	42813.00	47570.00	57084.00	71354.99	95139.99
79.50	24975.66	29970.79	37463.49	39961.06	44956.19	49951.32	59941.59	74926.98	99902.65

Tabla 4.26.- Resultados de capacidad de carga por fricción lateral para la zona II.

Prof.	Capacidad por fuste Qs [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50
14.00	4398.23	5277.88	6597.34	7037.17	7916.81	8796.46	10555.75	13194.69	17592.92
15.00	4712.39	5654.87	7068.58	7539.82	8482.30	9424.78	11309.73	14137.17	18849.56
17.00	5340.71	6408.85	8011.06	8545.13	9613.27	10681.42	12817.70	16022.12	21362.83
18.00	5654.87	6785.84	8482.30	9047.79	10178.76	11309.73	13571.68	16964.60	22619.47
20.00	6283.19	7539.82	9424.78	10053.10	11309.73	12566.37	15079.64	18849.56	25132.74
22.00	6911.50	8293.80	10367.26	11058.41	12440.71	13823.01	16587.61	20734.51	27646.02
23.00	7225.66	8670.80	10838.49	11561.06	13006.19	14451.33	17341.59	21676.99	28902.65
25.00	7853.98	9424.78	11780.97	12566.37	14137.17	15707.96	18849.56	23561.94	31415.93
26.00	8168.14	9801.77	12252.21	13069.03	14702.65	16336.28	19603.54	24504.42	32672.56
29.00	9110.62	10932.74	13665.93	14576.99	16399.11	18221.24	21865.48	27331.86	36442.47
31.00	9738.94	11686.72	14608.41	15582.30	17530.09	19477.87	23373.45	29216.81	38955.75
32.00	10053.10	12063.72	15079.64	16084.95	18095.57	20106.19	24127.43	30159.29	40212.39
34.00	10681.42	12817.70	16022.12	17090.26	19226.55	21362.83	25635.40	32044.25	42725.66

Tabla 4.26.- Resultados de capacidad de carga por fricción lateral para la zona II, (continuación).

Prof. (m)	Capacidad por fuste Q_s [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50	2.00
35.00	10995.57	13194.69	16493.36	17592.92	19792.03	21991.15	26389.38	32986.72	43982.30
37.00	11623.89	13948.67	17435.84	18598.23	20923.01	23247.79	27897.34	34871.68	46495.57
38.00	11938.05	14325.66	17907.08	19100.88	21488.49	23876.10	28651.33	35814.16	47752.21
40.00	12566.37	15079.64	18849.56	20106.19	22619.47	25132.74	30159.29	37699.11	50265.48
41.00	12880.53	15456.64	19320.79	20608.85	23184.95	25761.06	30913.27	38641.59	51522.12
44.00	13823.01	16587.61	20734.51	22116.81	24881.41	27646.02	33175.22	41469.02	55292.03
45.00	14137.17	16964.60	21205.75	22619.47	25446.90	28274.33	33929.20	42411.50	56548.67
50.00	15707.96	18849.56	23561.94	25132.74	28274.33	31415.93	37699.11	47123.89	62831.85
55.00	17278.76	20734.51	25918.14	27646.02	31101.77	34557.52	41469.02	51836.28	69115.04
56.00	17592.92	21111.50	26389.38	28148.67	31667.25	35185.84	42223.01	52778.76	70371.68
60.00	18849.56	22619.47	28274.33	30159.29	33929.20	37699.11	45238.93	56548.67	75398.22
64.00	20106.19	24127.43	30159.29	32169.91	36191.15	40212.39	48254.86	60318.58	80424.77
65.00	20420.35	24504.42	30630.53	32672.56	36756.63	40840.70	49008.85	61261.06	81681.41
67.00	21048.67	25258.40	31573.01	33677.87	37887.61	42097.34	50516.81	63146.01	84194.68

Tabla 4.27.- Combinaciones para el cálculo de la capacidad de carga por compresión y tensión.

	Capacidad de carga a compresión	Capacidad de carga por tensión
Pilotes perforados	$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$	$Q_T = 0.7Q_s$
Pilotes hincados	$Q_c = 0.7Q_p + 0.7Q_s$	

El fascículo 62 de las normas francesas nos da factores de seguridad para las condiciones estática y accidental como lo muestra a continuación las tablas 4.28 y 4.29.

Tabla 4.28.- Factores de seguridad para el estado límite de falla.

Condición	Compresión	Tensión
Estática	$\frac{Q_c}{1.40}$	$\frac{Q_T}{1.40}$
Accidental	$\frac{Q_c}{1.20}$	$\frac{Q_T}{1.30}$

Tabla 4.29.- Factores de seguridad para el estado límite de servicio.

	Compresión	Tensión
Estado límite de servicio	$\frac{Q_c}{1.10}$	$\frac{Q_T}{1.40}$

La carga de diseño, Q_d , debe cumplir con las tablas 4.28 y 4.29 de la siguiente manera:

$$Q_T < Q_d < Q_c \quad 80)$$

La capacidad de carga a compresión y tensión en la zona II a una profundidad de 50m con un pilote de 0.5m con un peso de 231.69 kN será igual a:

$$Q_c = \frac{(0.5 * 5204.08kN) + (0.7 * 15707.96kN)}{1.4} - 231.69kN = 9480.89 kN$$

$$Q_T = \frac{(0.7 * 15707.96kN)}{1.4} - 231.69kN = 7622.29 kN$$

Los resultados finales de capacidad de carga por compresión y tensión para las zonas I y II se muestran en las tablas 4.30, 4.31, 4.32 y 4.33.

Tabla 4.30.- Resultados de capacidad de carga de pilas a compresión para la zona I.

Prof. (m)	Capacidad de carga a compresión [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50	2.00
13.80	3633.77	4712.38	6550.21	7221.46	8651.93	10199.69	13647.05	19697.75	23054.91
14.80	2867.38	3571.08	4708.01	5108.70	5942.62	6819.95	8704.83	11857.72	23636.01
17.80	4549.99	5880.94	8140.46	8963.79	10715.69	12607.91	16813.30	24173.77	39247.58
20.50	3730.36	4598.89	5978.22	6458.40	7449.39	8481.19	10667.25	14252.48	21044.23
24.80	5297.37	6693.27	8997.39	9821.50	11553.84	13398.31	17423.70	24302.84	38010.96
27.80	6382.60	8142.91	11085.74	12147.32	14391.42	16796.78	22091.29	31242.53	49719.85
30.50	5993.84	7481.31	9892.95	10744.94	12521.11	14393.51	18427.01	25199.00	38410.32
35.50	6875.01	8561.70	11286.53	12246.75	14245.12	16347.39	20863.60	28417.14	43084.25
37.80	8100.77	10240.08	13773.53	15037.87	17696.34	20527.87	26710.07	37281.28	58361.03
40.50	7579.09	9387.08	12281.66	13295.22	15395.37	17592.91	22280.17	30041.47	44924.75
45.50	9288.97	11423.60	15169.20	16496.82	19270.69	22202.72	28541.30	39235.44	60222.40
48.50	9751.22	11586.04	15246.30	16534.27	19212.05	22025.62	28060.07	38130.09	57629.02
50.75	9810.92	11446.66	14895.99	16098.00	18580.38	21167.23	26654.35	35668.59	52781.76
55.50	10689.82	13301.04	17513.66	18996.74	22081.22	25323.45	32281.16	43900.88	66422.11
60.75	10995.22	13542.90	17582.31	18986.89	21883.20	24895.72	31269.39	41701.49	61412.53
62.25	11244.96	13845.97	17967.49	19400.01	22353.04	25423.41	31916.17	42535.35	62580.79
70.70	12597.76	15475.45	20015.81	21588.96	24824.78	28179.98	35248.52	46746.66	68297.80
75.71	13757.77	16956.99	22035.61	23803.10	27449.98	31246.09	39285.97	52464.96	77414.37
79.50	13671.49	16689.87	21394.98	23010.70	26313.16	29710.31	36788.68	48116.44	68889.90

Tabla 4.31.- Resultados de capacidad de carga de pilas a tensión para la zona I.

Prof.	Capacidad de carga por tensión [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50	2.00
13.80	2103.75	2509.15	3107.67	3304.61	3694.67	4079.61	4834.14	5927.57	7647.64
14.80	2256.20	2690.98	3332.86	3544.08	3962.40	4375.23	5184.44	6357.11	8201.82
17.80	2713.53	3236.45	4008.44	4262.47	4765.59	5262.10	6235.34	7645.71	9864.35
20.50	3125.14	3727.37	4616.46	4909.03	5488.46	6060.29	7181.15	8805.45	11360.63
24.80	3780.66	4509.21	5584.79	5938.73	6639.70	7331.47	8687.44	10652.45	13743.59
27.80	4237.99	5054.67	6260.37	6657.12	7442.88	8218.34	9738.34	11941.05	15406.12
30.50	4649.60	5545.60	6868.40	7303.68	8165.75	9016.53	10684.15	13100.79	16902.40
35.50	5411.83	6454.71	7994.36	8501.00	9504.40	10494.65	12435.66	15248.47	19673.28
37.80	5762.45	6872.90	8512.31	9051.77	10120.18	11174.58	13241.35	16236.39	20947.89
40.50	6174.05	7363.82	9120.33	9698.32	10843.05	11972.77	14187.16	17396.14	22444.17
45.50	6936.28	8272.94	10246.29	10895.65	12181.70	13450.89	15938.66	19543.81	25215.05
48.50	7393.62	8818.41	10921.87	11614.04	12984.89	14337.76	16989.56	20832.41	26877.58
50.75	7736.62	9227.51	11428.56	12152.84	13587.28	15002.91	17777.73	21798.86	28124.48
55.50	8460.74	10091.17	12498.23	13290.29	14859.00	16407.12	19441.66	23839.15	30756.82
60.75	9261.08	11045.74	13680.49	14547.48	16264.58	17959.15	21280.73	26094.21	33666.25
62.25	9489.75	11318.47	14018.28	14906.68	16666.17	18402.59	21806.18	26738.51	34497.51
70.70	10777.92	12854.87	15921.17	16930.16	18928.49	20900.61	24766.22	30368.07	39180.31
75.71	11541.67	13765.81	17049.38	18129.88	20269.81	22381.68	26521.22	32520.04	41956.74
79.50	12119.44	14454.91	17902.87	19037.45	21284.51	23502.10	27848.86	34147.97	44057.07

Tabla 4.32.- Resultados de capacidad de carga de pilas a compresión para la zona II.

Prof.	Capacidad de carga en la punta a compresión [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50	2.00
14.00	2983.53	3768.49	5063.60	5526.68	6499.91	7535.88	9796.10	13657.07	18926.84
15.00	2863.51	3557.97	4675.76	5068.65	5884.87	6741.67	8577.03	11634.46	19503.46
17.00	4272.70	5511.80	7610.80	8374.57	9998.23	11750.08	15638.35	22432.16	26616.74
18.00	3436.19	4269.53	5610.85	6082.30	7061.74	8089.88	10292.26	13961.08	27193.36
20.00	4523.71	5760.15	7822.14	8564.76	10132.91	11811.64	15500.79	21863.79	34680.18
22.00	5241.85	6718.89	9202.35	10101.62	12007.32	14055.91	18581.74	26442.16	38188.57
23.00	4905.64	6197.04	8328.06	9090.12	10691.79	12396.89	16117.37	22473.76	38765.19
25.00	5912.35	7571.30	10357.53	11365.69	13501.13	15795.40	20860.42	29649.16	44298.70
26.00	5688.13	7210.72	9735.23	10640.89	12548.47	14584.36	19041.13	26688.71	44875.32
29.00	6432.46	8228.60	11224.54	12303.65	14582.55	17022.38	22384.81	31635.38	50271.44
31.00	7691.65	9970.51	13833.67	15240.02	18230.68	21458.60	28626.25	41157.22	61779.39
32.00	7253.10	9303.34	12734.91	13973.77	16593.96	19404.15	25594.47	36304.86	62425.51
34.00	7482.29	9562.05	13026.56	14273.36	16904.91	19720.39	25903.15	36556.76	59035.56

Tabla 4.32.- Resultados de capacidad de carga de pilas a compresión para la zona II.
(continuación).

Prof.	Capacidad de carga en la punta a compresión [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50
35.00	7768.55	9938.60	13558.63	14862.62	17616.58	20565.18	27046.28	38227.70	59681.69
37.00	7883.30	10032.52	13592.77	14869.24	17556.73	20423.65	26695.76	37449.61	60883.31
38.00	8284.00	10573.87	14382.34	15751.47	18639.20	21726.21	28498.09	40150.54	61529.44
40.00	8131.71	10283.26	13815.66	15074.48	17714.15	20516.54	26609.45	36969.13	51401.52
41.00	7597.79	9478.75	12502.32	13564.08	15768.44	18080.61	23028.34	31258.45	52047.64
44.00	8342.13	10443.62	13841.03	15038.88	17532.65	20157.19	25798.54	35241.28	58456.38
45.00	9162.46	11589.24	15574.76	16995.36	19974.71	23138.26	30017.92	41718.86	59102.51
50.00	9480.89	11869.47	15731.13	17092.70	19927.34	22910.67	29323.41	40057.66	60921.85
55.00	10689.89	13432.14	17891.30	19469.91	22765.44	26245.40	33758.62	46411.67	68647.80
56.00	10537.45	13176.96	17436.30	18936.10	22055.72	25335.39	32374.83	44134.30	69293.93
60.00	11453.61	14353.59	19049.58	20707.18	24160.81	27798.98	35628.97	48758.07	74330.89
64.00	12007.36	15008.35	19847.45	21550.51	25091.70	28812.95	36795.65	50120.20	78566.31
65.00	12503.43	15687.03	20851.60	22676.90	26483.16	30496.99	39147.31	53679.46	79212.44
67.00	12202.17	15181.89	19949.71	21618.52	25075.43	28691.40	36400.54	49157.24	73599.67

Tabla 4.33.- Resultados de capacidad de carga de pilas a tensión para la zona II.

Prof.	Capacidad de carga por tensión [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50
14.00	2134.24	2545.52	3152.71	3352.51	3748.22	4138.73	4904.20	6013.48	7758.48
15.00	2286.69	2727.34	3377.90	3591.97	4015.95	4434.36	5254.50	6443.01	8312.65
17.00	2591.58	3090.99	3828.29	4070.90	4551.40	5025.61	5955.10	7302.08	9421.01
18.00	2744.02	3272.81	4053.48	4310.37	4819.13	5321.23	6305.40	7731.62	9975.18
20.00	3048.92	3636.46	4503.87	4789.30	5354.59	5912.48	7006.00	8590.69	11083.54
22.00	3353.81	4000.10	4954.25	5268.22	5890.05	6503.73	7706.60	9449.75	12191.89
23.00	3506.25	4181.92	5179.45	5507.69	6157.78	6799.35	8056.90	9879.29	12746.07
25.00	3811.14	4545.57	5629.83	5986.62	6693.24	7390.60	8757.50	10738.36	13854.42
26.00	3963.59	4727.39	5855.03	6226.08	6960.97	7686.22	9107.80	11167.89	14408.60
29.00	4420.93	5272.86	6530.61	6944.48	7764.16	8573.09	10158.70	12456.49	16071.13
31.00	4725.82	5636.51	6980.99	7423.41	8299.62	9164.34	10859.30	13315.56	17179.49
32.00	4878.27	5818.33	7206.19	7662.87	8567.35	9459.96	11209.60	13745.10	17733.66

Tabla 4.33.- Resultados de capacidad de carga de pilas a tensión para la zona II. (continuación).

Prof.	Capacidad de carga por tensión [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50	2.00
34.00	5183.16	6181.98	7656.57	8141.80	9102.81	10051.21	11910.21	14604.16	18842.02
35.00	5335.60	6363.80	7881.77	8381.27	9370.54	10346.84	12260.51	15033.70	19396.19
37.00	5640.49	6727.44	8332.15	8860.20	9906.00	10938.08	12961.11	15892.77	20504.55
38.00	5792.94	6909.27	8557.34	9099.66	10173.73	11233.71	13311.41	16322.30	21058.72
40.00	6097.83	7272.91	9007.73	9578.59	10709.19	11824.95	14012.01	17181.37	22167.08
41.00	6250.28	7454.74	9232.92	9818.06	10976.92	12120.58	14362.31	17610.90	22721.25
44.00	6707.61	8000.20	9908.50	10536.45	11780.11	13007.45	15413.21	18899.51	24383.79
45.00	6860.06	8182.03	10133.70	10775.91	12047.84	13303.07	15763.51	19329.04	24937.96
50.00	7622.29	9091.14	11259.66	11973.24	13386.48	14781.19	17515.01	21476.71	27708.85
50.00	7622.29	9091.14	11259.66	11973.24	13386.48	14781.19	17515.01	21476.71	27708.85
55.00	8384.52	10000.25	12385.63	13170.56	14725.13	16259.31	19266.51	23624.38	30479.73
56.00	8536.96	10182.08	12610.82	13410.03	14992.86	16554.94	19616.81	24053.92	31033.91
60.00	9146.75	10909.37	13511.60	14367.89	16063.78	17737.43	21018.01	25772.06	33250.62
64.00	9756.53	11636.66	14412.37	15325.74	17134.70	18919.93	22419.21	27490.19	35467.32
65.00	9908.98	11818.48	14637.56	15565.21	17402.43	19215.55	22769.51	27919.73	36021.50
67.00	10213.87	12182.13	15087.95	16044.14	17937.89	19806.80	23470.11	28778.80	37129.86

Las figuras 4.24 y 4.25 muestran estos resultados graficados de capacidad de carga a tensión y compresión con respecto a la profundidad. Los resultados se discutirán en el capítulo 6 de este trabajo.

4.4.3.- Asentamiento

Los asentamientos fueron calculados por medio de las ecuaciones propuestas por Baguelin et. al, en 1978. Al igual que con los métodos de Gambin (1963) y los trabajos de Frank y Zhao (1982) se deben utilizar las gráficas q-w y f-w. No se utilizó el método de Frank y Zhao a pesar de ser más reciente a lo presentado por Baguelin ya que Frank y Zhao involucran factores para suelos finos y suelos granulares, el método de Baguelin no hace esta diferenciación y su aplicación se rige para todos los materiales. Las ecuaciones utilizadas a continuación son las necesario para la construcción de las gráficas q-w y f-w.

$$\frac{q}{w} = \frac{4E_r}{\pi(1 - \nu^2)B} \quad 81)$$

$$\frac{f}{w} = \frac{E_r}{(1 + \nu) \left(1 + \ln \frac{L}{B}\right) B} \quad 82)$$

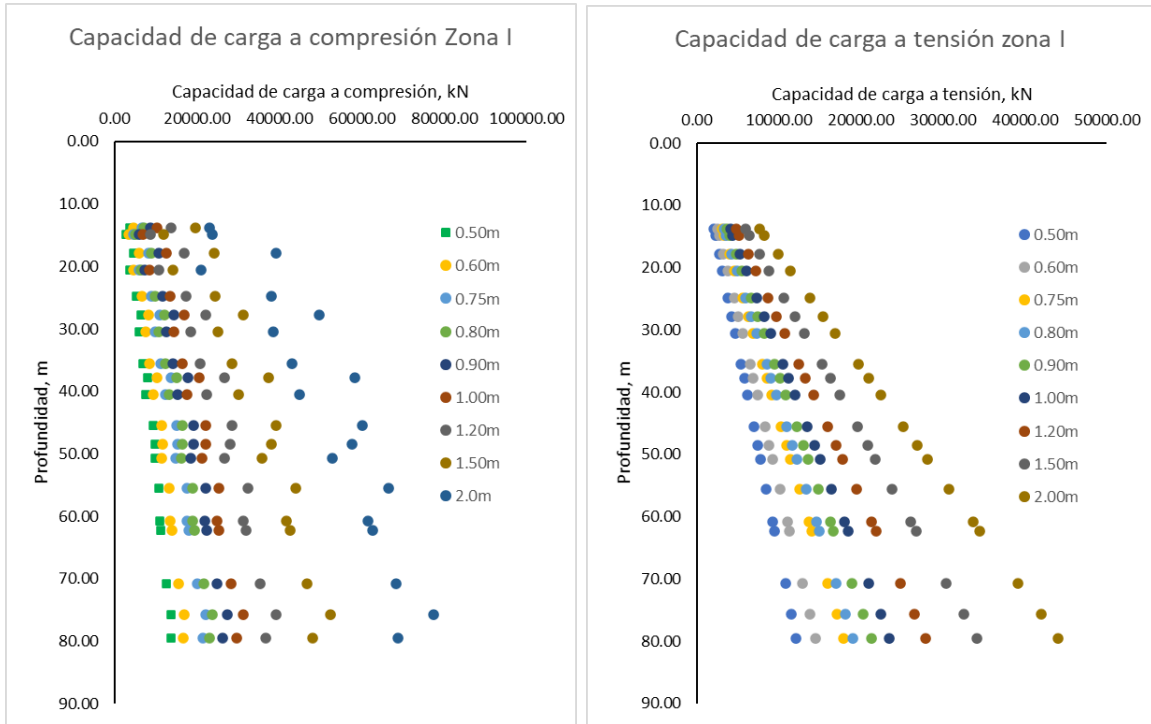


Figura 4.24.- Resultados de capacidad de carga total para un pilote de 0.5m de diámetro en zona I.

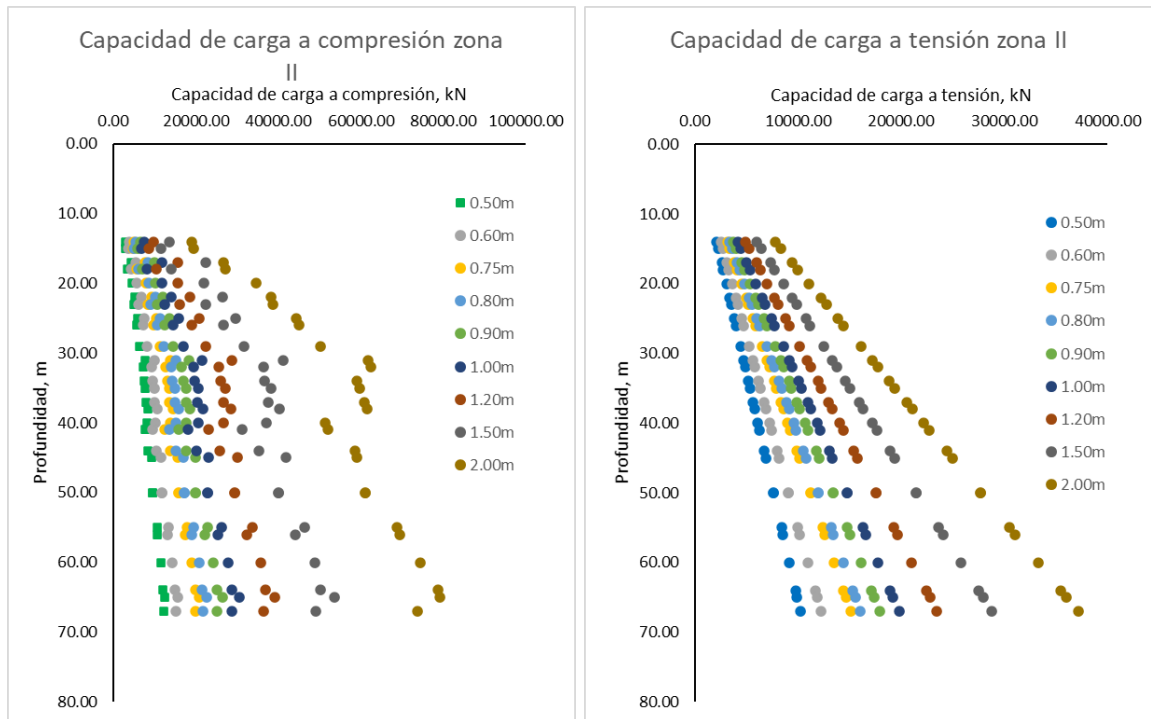


Figura 4.25.- Resultados de capacidad de carga para un pilote de 0.5m de diámetro en zona II.

Donde:

E_r , es el módulo presiométrico de recarga.

L , es el largo del pilote, m

B , diámetro de la pila, m

w , es el asentamiento, m

q y f , son la presión por capacidad de carga y la presión por fricción unitaria última.

Continuando con el ejemplo del sondeo BH-02 de la zona 2 a 50 m se calculará el asentamiento usando una pila de 0.5m.

Usando la ecuación 81 se obtiene:

$$\frac{26.50 \text{MPa}}{w} = \frac{4 * 2149.16 \text{MN/m}^2}{\pi * (1 - 0.33^2) * 0.5 \text{m}} = 6141.62 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Haciendo un despeje del asentamiento w y sustituyendo q por q_L obtenida anteriormente se tiene:

$$w = \frac{26.50 \text{MN/m}^2 * 1000}{6141.62 \text{MN/m}} = 4.316 \text{mm}$$

Procediendo del mismo modo con la ecuación 82 se tiene:

$$\frac{f}{w} = \frac{2149.16 \text{MN/m}^2}{(1 + 0.33) \left(1 + \ln \frac{50 \text{m}}{0.5 \text{m}}\right) 0.5 \text{m}} = 576.57 \text{MN/m}$$

Despejando el asentamiento w y sustituyendo f por el factor f_L se obtiene:

$$w = \frac{0.2 \text{MN/m}^2 * 1000}{576.57 \text{MN/m}} = 0.346 \text{mm}$$

Se debe hacer énfasis que este es el asentamiento para ese material en ese punto, para conocer el asentamiento del pilote se deben calcular los asentamientos en cada punto y después hacer la suma de cada uno de ellos. Las curvas $q-w$ y $f-w$ obtenidas para este ejemplo se muestran en la figura 4.26 donde al alcanzar la presión última por punta y por fricción se tiene el máximo asentamiento esperado.

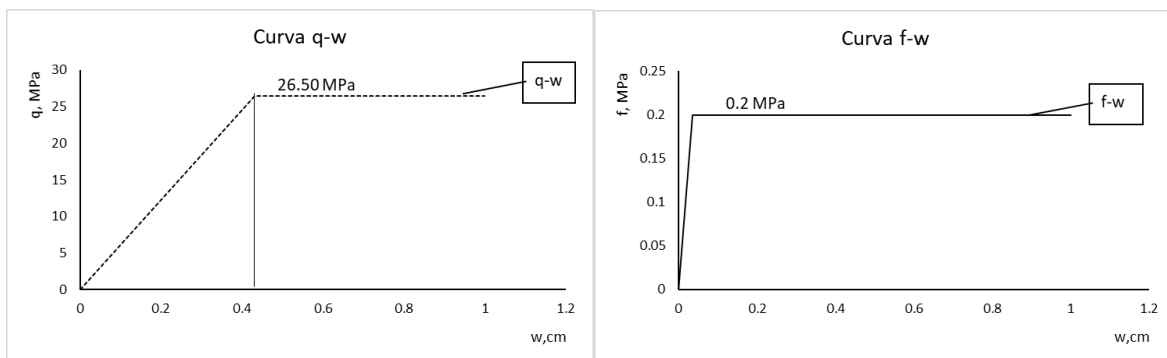


Figura 4.26 Curvas q-w y f-w para el cálculo de asentamiento con presiómetro.

Los cálculos de los asentamientos para las zonas I y II se muestran en las tablas 4.34, 4.35, 4.36 y 4.37.

Tabla 4.34.- Cáculo de asentamiento por punta, con un pilote de 0.5m en zona I.

H	q _L	E _r	4E _r	J	w	w _{acum}
m	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	MN/m	m	mm
13.80	21.82	7796.43	31185.70	22279.69	0.00	0.98
14.80	8.72	401.51	1606.05	1147.39	0.01	8.58
17.80	26.19	1823.49	7293.96	5210.95	0.01	13.60
20.50	8.63	409.07	1636.29	1169.00	0.01	20.98
24.80	21.63	1434.79	5739.15	4100.17	0.01	26.26
27.80	30.58	2321.36	9285.45	6633.71	0.00	30.87
30.50	19.17	615.34	2461.34	1758.43	0.01	41.77
35.50	20.87	1589.73	6358.93	4542.95	0.00	46.36
37.80	33.35	1413.51	5654.04	4039.36	0.01	54.62
40.50	20.04	1279.08	5116.33	3655.21	0.01	60.10
45.50	33.55	1189.12	4756.49	3398.13	0.01	69.97
48.50	33.62	2758.60	11034.41	7883.20	0.00	74.24
50.75	29.58	1479.89	5919.56	4229.06	0.01	81.23
55.50	31.79	1359.97	5439.86	3886.35	0.01	89.41
60.75	24.73	1886.82	7547.28	5391.93	0.00	94.00
62.25	25.03	1736.49	6945.94	4962.32	0.01	99.04
70.70	25.95	2254.85	9019.42	6443.65	0.00	103.07
75.71	31.60	2301.98	9207.90	6578.31	0.00	107.87
79.50	22.13	1539.64	6158.57	4399.80	0.01	112.90

Tabla 4.35.- Cáculo de asentamiento por fricción, con un pilote de 0.5m en zona I.

H	f	E _r	S	w	w _{acum}
m	MN/m ²	MN/m ²	MN/m	m	mm
13.80	0.20	7796.43	2715.24	0.000	0.073
14.80	0.20	401.51	137.60	0.001	1.52
17.80	0.20	1823.49	599.71	0.000	1.86
20.50	0.20	409.07	130.50	0.002	3.39
24.80	0.20	1434.79	439.96	0.000	3.84

Tabla 4.35.- Caculo de asentamiento por fricción, con un pilote de 0.5m en zona I (continuación)

H	f	E_r	S	w	W_{acum}
m	MN/m²	MN/m²	MN/m	m	mm
27.80	0.20	2321.36	695.62	0.00	4.14
30.50	0.20	615.34	181.05	0.00	5.24
35.50	0.20	1589.73	454.25	0.00	5.68
37.80	0.20	1413.51	399.14	0.00	6.18
40.50	0.20	1279.08	356.56	0.00	6.74
45.50	0.20	1189.12	324.48	0.00	7.36
48.50	0.20	2758.60	744.12	0.00	7.63
50.75	0.20	1479.89	395.97	0.00	8.13
55.50	0.20	1359.97	358.18	0.00	8.69
60.75	0.20	1886.82	489.20	0.00	9.10
62.25	0.20	1736.49	448.34	0.00	9.55
70.70	0.20	2254.85	569.72	0.00	9.90
75.71	0.20	2301.98	575.01	0.00	10.24
79.50	0.20	1539.64	381.49	0.00	10.77

Tabla 4.36.- Caculo de asentamiento por punta, con un pilote de 0.5m en zona II.

H	q_L	E_r	4E_r	J	w	W_{acum}
m	MN/m²	MN/m²	MN/m²	MN/m	m	mm
17.00	24.0	677.1	2708.56	1935.05	0.012	12.38
18.00	9.9	341.1	1364.38	974.74	0.010	22.51
20.00	21.0	742.1	2968.34	2120.64	0.010	32.43
22.00	26.9	1435.4	5741.52	4101.86	0.007	38.99
23.00	20.0	1026.8	4107.04	2934.15	0.007	45.79
25.00	30.0	3947.8	15791.11	11281.49	0.003	48.45
26.00	24.6	1008.6	4034.58	2882.39	0.009	56.98
29.00	28.7	2014.8	8059.37	5757.77	0.005	61.96
31.00	42.3	7079.8	28319.20	20231.81	0.002	64.05
32.00	33.9	2013.9	8055.46	5754.98	0.006	69.94
34.00	32.8	5826.3	23305.11	16649.64	0.002	71.91
35.00	34.7	2019.2	8076.92	5770.31	0.006	77.92
37.00	32.0	3712.6	14850.56	10609.54	0.003	80.93
38.00	35.5	1566.0	6263.85	4475.02	0.008	88.87
40.00	29.0	1628.1	6512.28	4652.50	0.006	95.11
41.00	19.2	1008.6	4034.58	2882.39	0.007	101.78
44.00	23.3	1348.8	5395.03	3854.31	0.006	107.25
45.00	32.8	3033.2	12132.91	8668.00	0.004	111.61
50.00	26.5	2149.2	8596.65	6141.62	0.004	115.92
55.00	32.9	2010.5	8041.82	5745.24	0.006	125.77
56.00	28.5	1423.1	5692.42	4066.78	0.007	132.79
60.00	32.9	1508.2	6032.84	4309.98	0.008	140.42
64.00	32.1	1789.2	7156.95	5113.07	0.006	146.70
65.00	37.0	1862.8	7451.12	5323.23	0.007	153.65
67.00	28.4	1422.07	5688.29	4063.83	0.007	160.63

Tabla 4.37.- Cáculo de asentamiento por fricción, con un pilote de 0.5m en zona II.

H	f	E_r	S	w	W_{acum}
m	MN/m²	MN/m²	MN/m	m	mm
17.00	0.2	677.13	224.96	0.001	0.88
18.00	0.2	341.09	111.90	0.002	2.67
20.00	0.2	742.08	237.99	0.001	3.51
22.00	0.2	1435.37	451.16	0.000	3.95
23.00	0.2	1026.75	319.75	0.001	4.58
25.00	0.2	3947.77	1208.56	0.000	4.75
26.00	0.2	1008.64	306.33	0.001	5.40
29.00	0.2	2014.84	598.72	0.000	5.73
31.00	0.2	7079.80	2076.46	0.000	5.83
32.00	0.2	2013.86	587.01	0.000	6.17
34.00	0.2	5826.27	1678.57	0.000	6.29
35.00	0.2	2019.22	578.53	0.000	6.63
37.00	0.2	3712.64	1052.57	0.000	6.82
38.00	0.2	1565.96	441.74	0.000	7.28
40.00	0.2	1628.06	454.88	0.000	7.72
41.00	0.2	1008.64	280.53	0.001	8.43
44.00	0.2	1348.75	370.29	0.001	8.97
45.00	0.2	3033.22	829.34	0.000	9.21
50.00	0.2	2149.16	576.57	0.000	9.56
50.00	0.2	2246.29	602.63	0.000	9.89
55.00	0.2	2010.45	530.34	0.000	10.27
56.00	0.2	1423.10	374.22	0.001	10.80
60.00	0.2	1508.20	391.87	0.001	11.31
64.00	0.2	1789.23	459.76	0.000	11.75
65.00	0.2	1862.77	477.40	0.000	12.17
67.00	0.2	1422.07	362.58	0.001	12.72

El asentamiento total será la suma del asentamiento por punta más el asentamiento por fricción a lo largo de la profundidad. Figura 4.27.

4.5.- Diseño geotécnico convencional

El diseño geotécnico para las zonas de estudio de manera convencional se llevó a cabo por las ecuaciones desarrolladas por M.J Tomlinson en su libro “Pile design and construction practice” en su quinta edición de 2008. Las ecuaciones de manera sencilla son las siguientes:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad 83)$$

Donde:

Q_u, capacidad de carga ultima

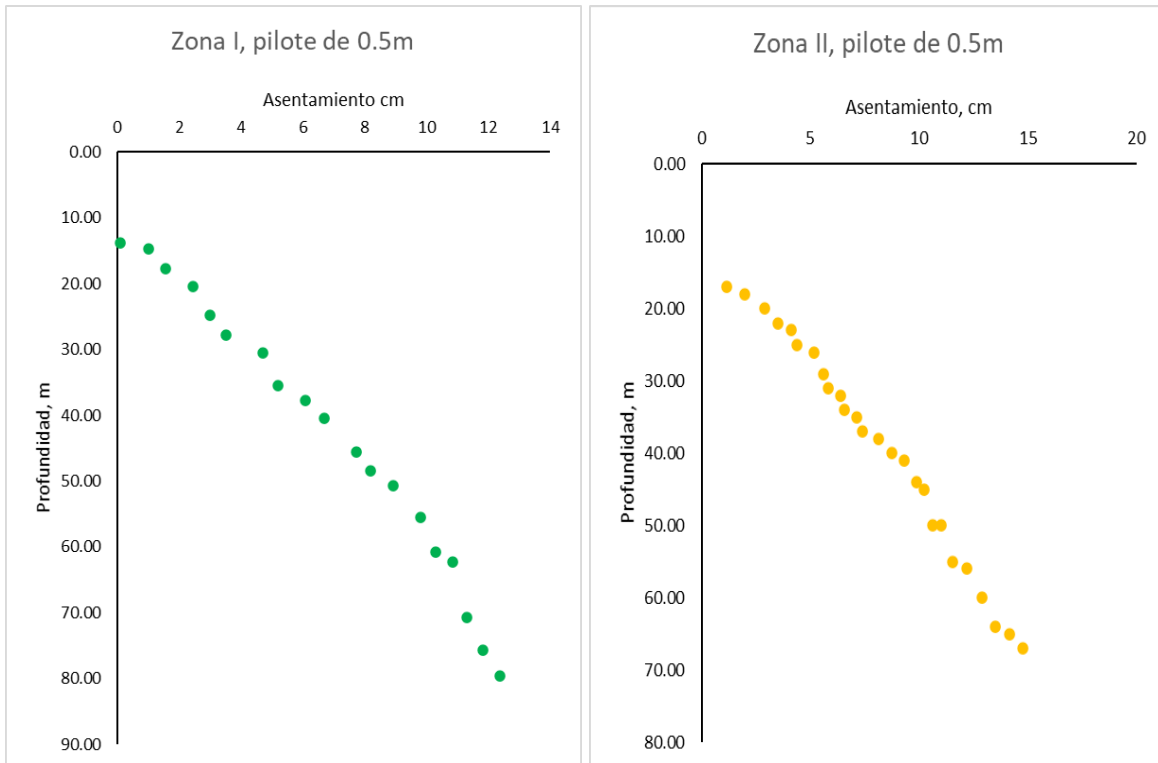


Figura 4.27 Asentamientos (cm) para la zona I y II con un pilote de 0.5m.

Q_p . Capacidad de carga por punta = $(f_b)(A_b)$

Q_s , capacidad de carga por fricción = $(f_s)(A_s)$

f_b , resistencia en la punta del pilote.

f_s , resistencia por fricción lateral del pilote.

A_b , área en la base del pilote

A_s , área del fuste del pilote

El modelo geotécnico utilizado fue desarrollado a partir de los resultados de pruebas de laboratorio en rocas. Del mismo modo que con el presiómetro, los cálculos se realizaron para distintos diámetros de pilotes. Los resultados obtenidos se muestran en las tablas 4.38, 4.39 muestran los resultados a compresión y tensión para la zona I.

De manera similar a lo desarrollado en la zona I, se realizaron los cálculos para la zona II, se comparan los resultados a partir de graficas de capacidad de carga contra la profundidad, estos se muestran en las figuras 4.28 y 4.29.

Tabla 4.38.- Resultados de capacidad de carga a compresión por Tomlinson (2008) para la zona I

Prof.	Capacidad de carga por compresión Qpf [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50
13.80	1160.00	1463.00	1961.00	2139.00	2512.00	2909.00	3774.00	5247.00	8174.00
14.80	1388.00	1736.00	2303.00	2503.00	2922.00	3365.00	4320.00	5931.00	9086.00
17.80	2071.00	2556.00	3328.00	3597.00	4152.00	4731.00	5960.00	7980.00	11819.00
20.50	2754.00	3376.00	4353.00	4690.00	5382.00	6098.00	7600.00	10030.00	14552.00
24.80	3666.00	4469.00	5719.00	6148.00	7022.00	7920.00	9787.00	12764.00	18196.00
27.80	4349.00	5289.00	6744.00	7241.00	8252.00	9287.00	11427.00	14813.00	20929.00
30.50	5032.00	6109.00	7769.00	8334.00	9482.00	10653.00	13067.00	16863.00	23663.00
35.50	6218.00	7532.00	9548.00	10232.00	11617.00	13025.00	15913.00	20421.00	28406.00
37.80	6752.00	8173.00	10349.00	11086.00	12578.00	14093.00	17195.00	22023.00	30543.00
40.50	7553.00	9135.00	11551.00	12368.00	14020.00	15695.00	19117.00	24427.00	33747.00
45.50	8888.00	10737.00	13553.00	14504.00	16423.00	18366.00	22322.00	28432.00	39088.00
48.50	9690.00	11698.00	14755.00	15786.00	17865.00	19968.00	24244.00	30836.00	42292.00
50.75	10224.00	12339.00	15556.00	16640.00	18827.00	21036.00	25526.00	32438.00	44428.00
55.50	11559.00	13941.00	17559.00	18777.00	21230.00	23707.00	28731.00	36443.00	49769.00
60.75	12894.00	15543.00	19562.00	20913.00	23633.00	26377.00	31935.00	40449.00	55110.00
62.25	13428.00	16184.00	20363.00	21768.00	24594.00	27445.00	33217.00	42051.00	57246.00
70.70	15828.00	19064.00	23963.00	25608.00	28915.00	32245.00	38977.00	49252.00	66847.00
75.71	17478.00	21044.00	26437.00	28247.00	31884.00	35544.00	42936.00	54200.00	73444.00

Tabla 4.39.- Resultados de capacidad de carga a tensión por Tomlinson (2008) para la zona II

Prof.	Capacidad de carga por tensión Qpf [kN]								
	Diámetro de las pilas (m)								
	(m)	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50
13.80	606.00	727.00	909.00	969.00	1091.00	1212.00	1454.00	1818.00	2423.00
14.80	765.00	918.00	1148.00	1225.00	1378.00	1531.00	1837.00	2296.00	3061.00
17.80	1244.00	1492.00	1865.00	1990.00	2239.00	2487.00	2985.00	3731.00	4974.00
20.50	1722.00	2066.00	2583.00	2755.00	3099.00	3444.00	4133.00	5166.00	6888.00
24.80	2360.00	2832.00	3540.00	3775.00	4247.00	4719.00	5663.00	7079.00	9439.00
27.80	2838.00	3406.00	4257.00	4541.00	5108.00	5676.00	6811.00	8514.00	11352.00
30.50	3316.00	3980.00	4974.00	5306.00	5969.00	6633.00	7959.00	9949.00	13265.00
35.50	4146.00	4976.00	6220.00	6634.00	7464.00	8293.00	9951.00	12439.00	16586.00
37.80	4520.00	5424.00	6780.00	7232.00	8137.00	9041.00	10849.00	13561.00	18081.00
40.50	5081.00	6097.00	7622.00	8130.00	9146.00	10162.00	12195.00	15243.00	20324.00
45.50	6016.00	7219.00	9024.00	9625.00	10828.00	12031.00	14438.00	18047.00	24063.00
48.50	6577.00	7892.00	9865.00	10522.00	11838.00	13153.00	15784.00	19729.00	26306.00
50.75	6950.00	8340.00	10426.00	11121.00	12511.00	13901.00	16681.00	20851.00	27801.00
55.50	7885.00	9462.00	11827.00	12616.00	14193.00	15770.00	18924.00	23655.00	31540.00
60.75	8820.00	10584.00	13229.00	14111.00	15875.00	17639.00	21167.00	26459.00	35278.00
62.25	9193.00	11032.00	13790.00	14709.00	16548.00	18387.00	22064.00	27580.00	36774.00
70.70	10874.00	13048.00	16310.00	17398.00	19572.00	21747.00	26097.00	32621.00	43494.00
75.71	12028.00	14434.00	18042.00	19245.00	21651.00	24056.00	28867.00	36084.00	48112.00

Del mismo modo que para la capacidad de carga, se calcularon los asentamientos con base en el método propuesto por Braja M. Das. Estos resultados se observan en la tabla 4.40 y su grafico comparativo con el método del presiómetro se muestra en la figura 4.30.

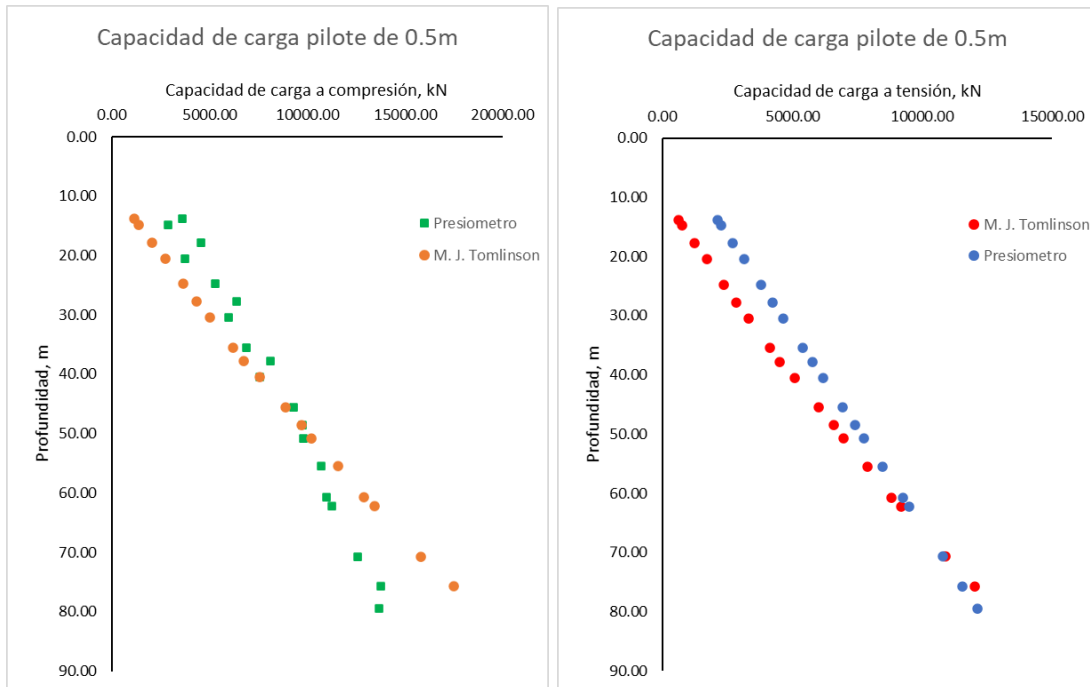


Figura 4.28 Comparación de resultados de capacidad de carga a compresión y tensión en zona I

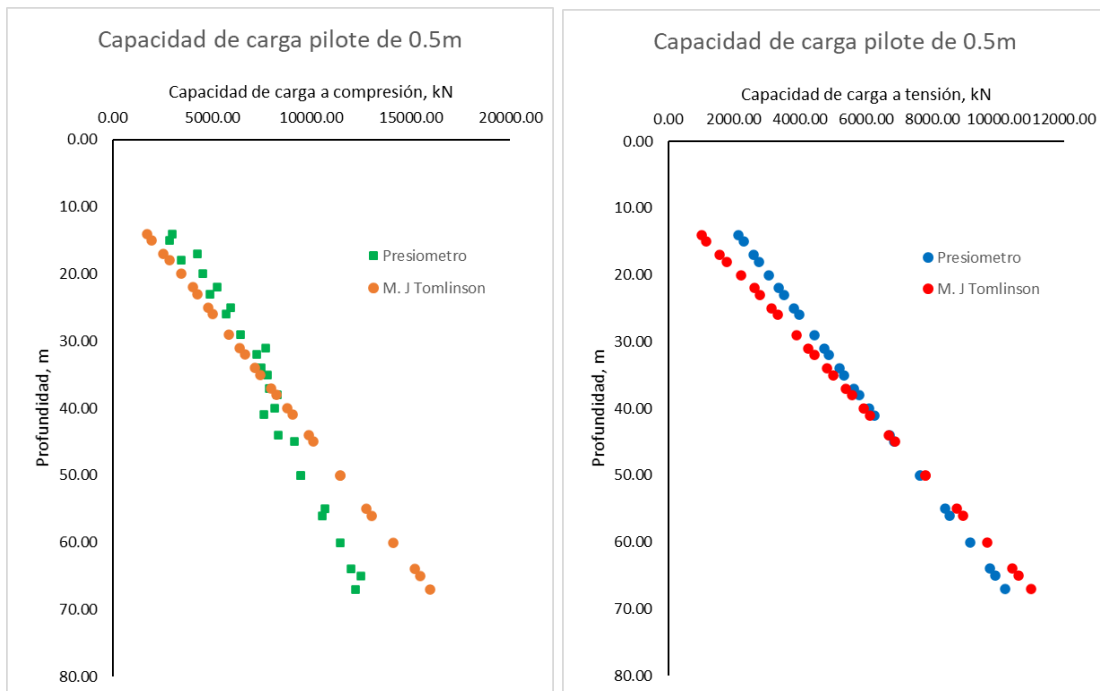


Figura 4.29 Comparación de resultados de capacidad de carga a compresión y tensión en zona II.

$$S_e = S_{e1} + S_{e1} + S_{e3} \quad 84)$$

Donde:

Se, es el asentamiento total; Se1 es el asentamiento elástico del pilote; Se2, es el asentamiento causado por la punta del pilote; Se3, es el asentamiento causado por la fricción lateral del fuste.

Tabla 4.40.- Resultados de asentamientos por Braja M Das para la zona I.

Prof m	Asentamientos Braja M. Das, mm								
	Diámetro de las pilas (m)								
	0.50	0.60	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20	1.50	2.00
13.8	3.3	3.3	3.5	3.6	3.7	3.9	4.3	4.9	6.1
14.8	3.8	3.8	3.9	3.9	4.1	4.2	4.6	5.2	6.3
17.8	5.6	5.3	5.1	5.1	5.2	5.2	5.5	6	7
20.5	7.7	7.1	6.6	6.6	6.5	6.4	6.5	6.9	7.8
24.8	11.1	10	9	8.8	8.5	8.3	8.2	8.3	8.9
27.8	14.2	12.6	11.1	10.8	10.3	9.9	9.5	9.4	9.9
30.5	17.5	15.4	13.4	13	12.2	11.7	11.1	10.7	10.9
35.5	24.2	21	18	17.2	16.1	15.2	14.1	13.2	12.9
37.8	27.4	23.7	20.1	19.3	17.9	16.9	15.5	14.3	13.8
40.5	32.5	28	23.6	22.6	20.9	19.6	17.7	16.2	15.2
45.5	42.1	36	30.1	28.7	26.3	24.5	21.9	19.6	17.9
48.5	48.4	41.4	34.4	32.7	29.9	27.8	24.7	21.9	19.7
50.75	52.9	45.1	37.4	35.6	32.5	30.1	26.6	23.5	20.9
55.5	64.9	55.2	45.6	43.2	39.3	36.3	31.8	27.7	24.1
60.75	78.2	66.3	54.5	51.6	46.8	43	37.5	32.3	27.7
62.25	83.9	71	58.3	55.2	50	45.9	40	34.3	29.2
70.7	110.2	93.1	76.1	71.9	64.9	59.4	51.3	43.4	36.2
75.71	129.6	109.3	89.1	84.1	75.8	69.2	59.5	50.1	41.4

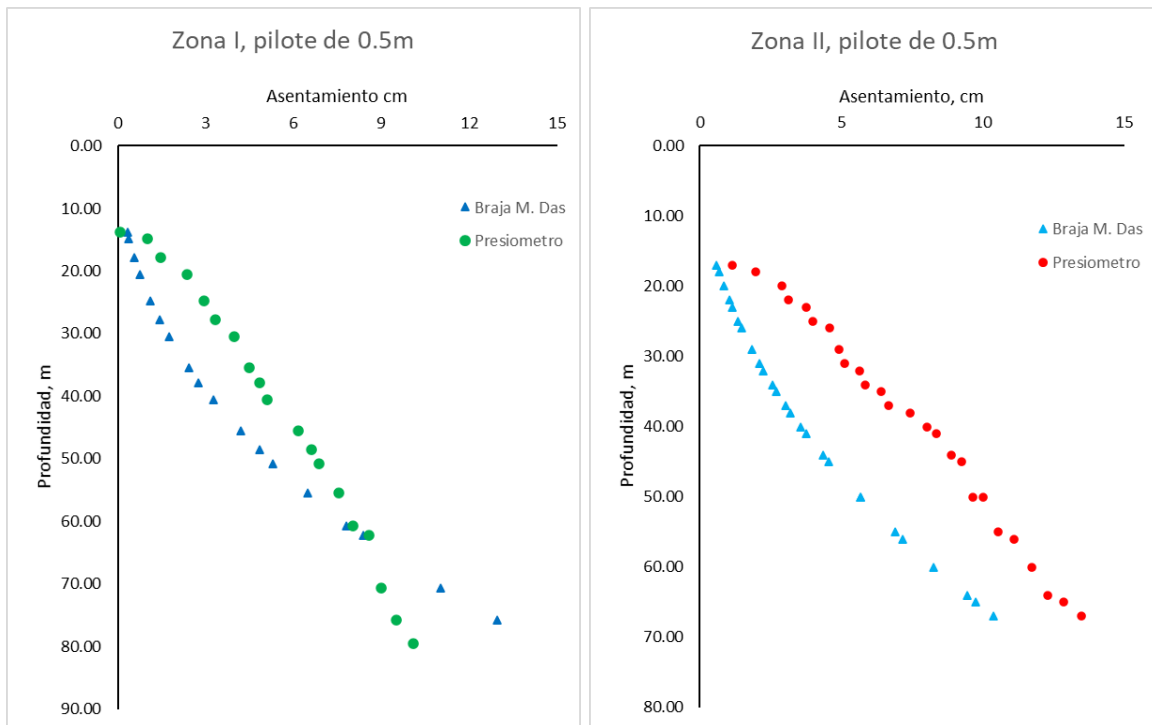


Figura 4.30 Comparación de resultados de asentamientos para la zona I y zona II.

CAPITULO 5 CORRELACIONES

La importancia de los resultados de presiómetro se ha demostrado con el desarrollo de las reglas de diseño para cimentaciones, las cuales evolucionan con el aumento de la información, de este mismo modo la búsqueda de correlaciones en distintos materiales ha ido en aumento. Un buen ejemplo es lo desarrollado por Baud, que con un poco más de 1500 resultados de presiómetro en distintos materiales pudo llevar a cabo la construcción del presiorama (2003).

El aprovechar toda la información desarrollada en esta tesis es de gran importancia para seguir con la evolución del presiómetro, y sobre todo la importancia de resultados en rocas sedimentarias de origen marino, de lo cual se tiene poca información. La Figura 5.1 pertenece al Dr. Poulos (2008) quien presenta información de resultados de presiómetro en rocas marinas, cerca de las zonas de estudio I y II.

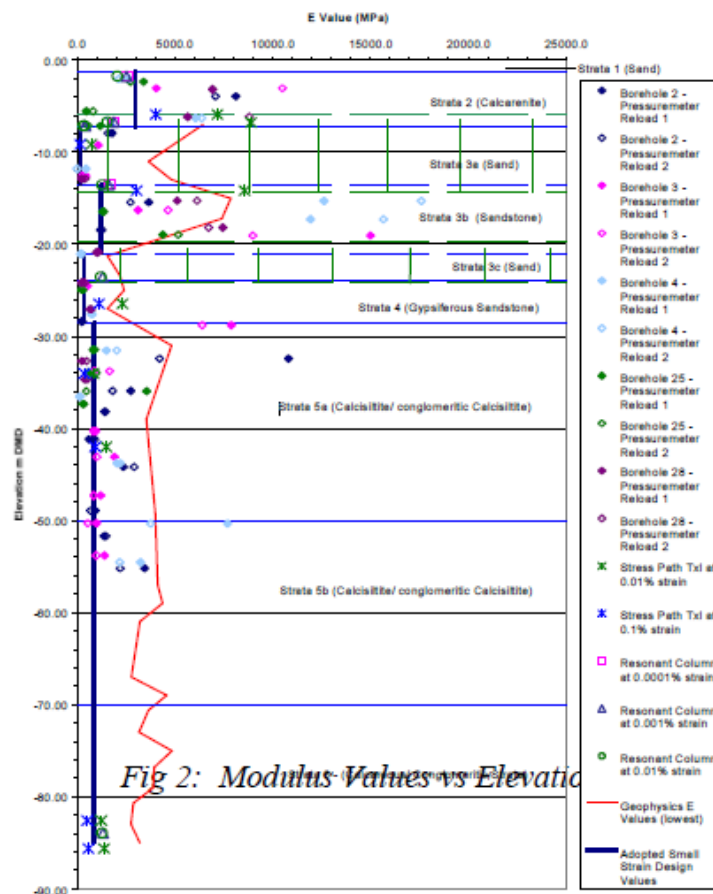


Figura 5.1.- Valores de módulos de elasticidad y presiométricos vs profundidad del Burj Khalifa (Poulos, 2008.)

El módulo presiométrico es el parámetro con el que más se busca obtener una correlación, de manera directa con el módulo de Young. También se ha buscado obtener correlaciones con la presión límite que, en algunos suelos, dicha correlación con la resistencia al corte no drenada es bastante confiable.

5.1.- Parámetros de deformación, modulo presiométrico

La Figura 5.1 muestra los módulos presiométricos y algunos otros obtenidos por Poulos en el diseño del Burj Khalifa (2008). Se utilizaron estos mismos para comparar con los resultados de modulo presiométrico obtenidos. Figura 5.2.

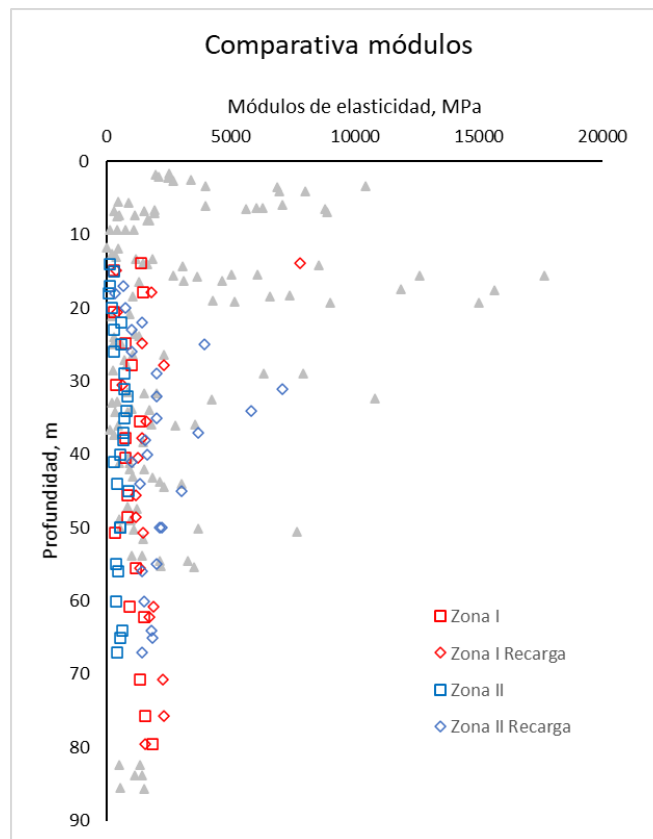


Figura 5.2 Módulos presiométricos de la zona I y II comparados con los módulos del Burj Khalifa obtenidos por el Dr. Harry Poulos (2008).

Se puede observar que los módulos presiométricos iniciales y de recarga entran dentro del rango, por lo que se puede concluir que los valores de los módulos presiométricos de las zonas I y II son confiables.

Para los resultados del presiómetro en las zonas de estudio se llevó a cabo una discretización de los resultados por el tipo de material en el que la prueba fue ejecutada, de

esta manera se pudo identificar tres grupos de materiales para obtener correlaciones más puntuales.

Tabla 5.1.- Conjunto de rocas silíceas de las zonas de estudio.

Silíceas			
Zona	Sondeo	Prof. m	Descripción
Zona I	BH-06	13.8	Calcarenita silícea
	BH-04	14.8	
Zona II	BH-05	14	
	BH-02	15	
	BH-05	17	
Zona II	BH-05	23	
	BH-02	25	
Zona II	BH-02	31	Calcisilita silícea
	BH-05	32	
	BH-02	34	
	BH-05	35	

Tabla 5.2.- Conjunto de conglomerados de las zonas de estudio.

Conglomerados			
Zona	Sondeo	Prof. m	Descripción
Zona I	BH-05	40.5	Conglomerado calcáreo
	BH-02	18	
Zona II	BH-05	20	
	BH-05	65	
Zona II	BH-02	22	Conglomerado calcisilita
	BH-05	26	
	BH-05	29	
Zona II	BH-02	37	Conglomerado limolita
	BH-05	38	
	BH-02	40	
	BH-05	41	
	BH-02	44	
	BH-05	55	
	BH-05	60	
BH-02	64		

5.1.1.- Módulo de recarga, E_r vs E_m

La primera correlación a buscar se da con los resultados de módulo presiométrico y módulo de recarga obtenidos de las pruebas de presiómetro. Se busca encontrar una relación que

refleje una tendencia en su comportamiento, esto con la finalidad de obtener el módulo de recarga cuando no se puedan generar ciclos de descarga-recarga durante la ejecución del ensayo presiométrico. El conocimiento del parámetro de módulo de recarga, E_r , es importante para el cálculo de asentamientos con el método directo del presiómetro (Baguelin et. al., 1978).

Tabla 5.3- Conjunto de limolitas de las zonas de estudios

Limolitas			
Zona	Sondeo	Prof. m	Descripción
	BH-06	17.8	
	BH-05	20.5	
	BH-06	21.8	
	BH-04	24.8	
	BH-06	27.8	
	BH-05	30.5	
	BH-04	35.5	
	BH-06	37.8	
Zona I	BH-04	45.5	
	BH-06	48.5	
	BH-05	50.75	Limolita calcárea
	BH-04	55.5	
	BH-05	60.75	
	BH-04	62.25	
	BH-05	70.7	
	BH-05	75.71	
	BH-05	79.5	
	BH-05	45	
	BH-05	50	
Zona II	BH-02	50	
	BH-02	56	
	BH-02	67	

Las figuras 5.3 y 5.5, rocas silíceas y conglomerados calcáreos, muestran una muy buena tendencia con un coeficiente de correlación R^2 de 0.85 y 0.81, lo cual nos proporciona una buena relación para estos materiales. Las relaciones obtenidas son:

$$E_r = 5.49E_m \quad 85)$$

Y para el caso de los conglomerados calcáreos.

$$E_r = 3.12E_m \quad 86)$$

En el caso de la figura 5.4, las limolitas tienen un comportamiento más disperso, se puede ajustar a una relación líneas con un coeficiente de correlación R^2 de 0.81, pero este resultado deja de lado muchos datos y es por ello que se opta por mostrar resultados min, máximo y medio.

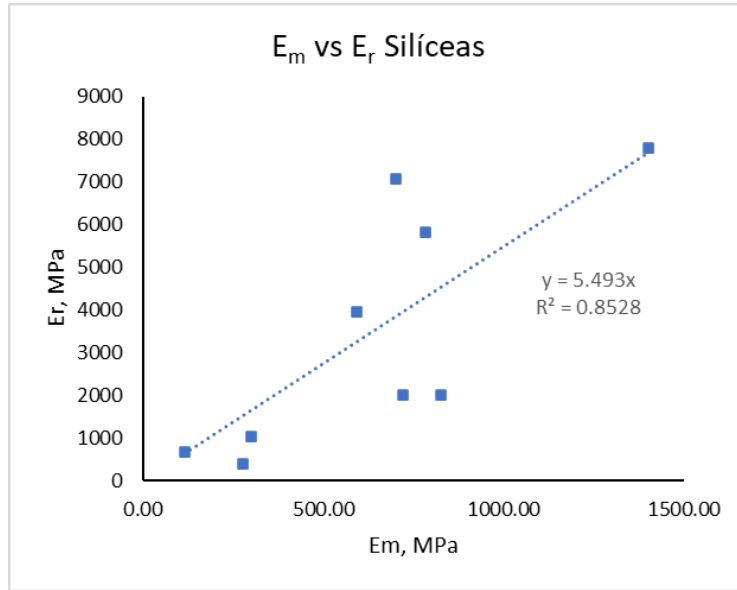


Figura 5.3 Relación de los módulos presiométricos inicial y de recarga en rocas silíceas.

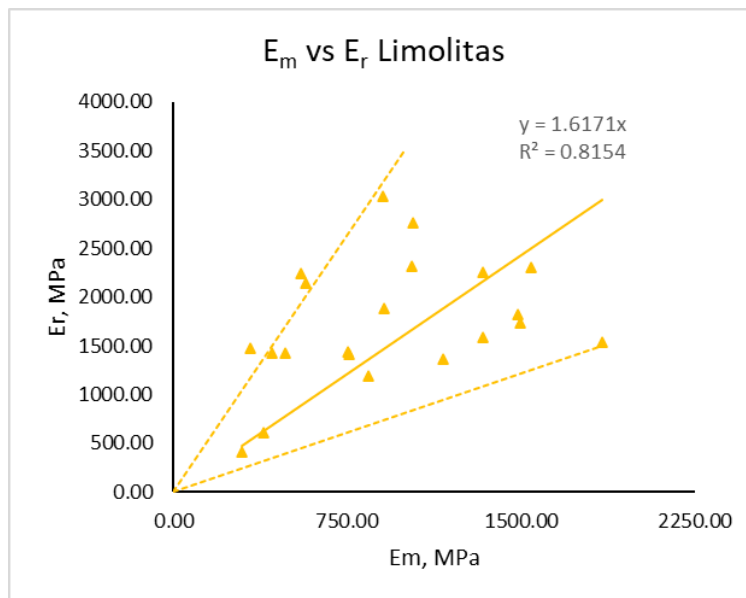


Figura 5.4 Relación de los módulos presiométricos inicial y de recarga en limolitas.

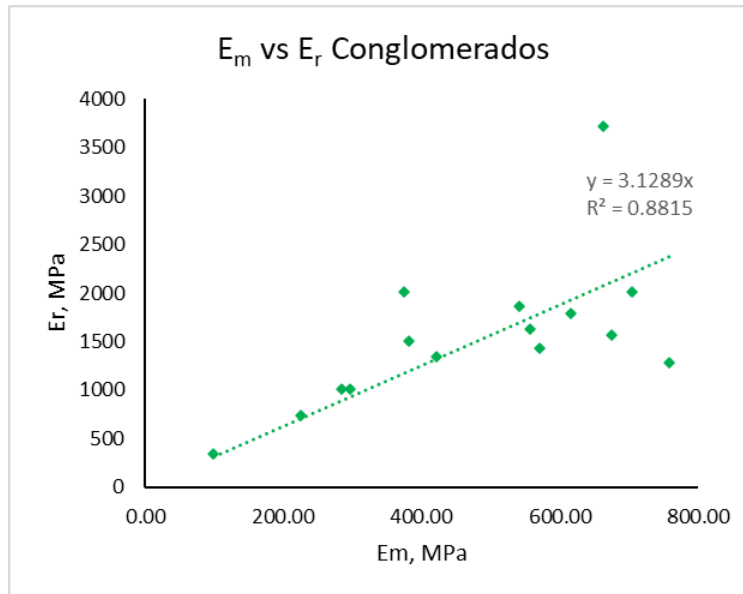


Figura 5.5 Relación de los módulos presiométricos inicial y de recarga en conglomerados calcáreos.

Las correlaciones obtenidas para limolitas (máx., min y media) son:

$$E_r = 3.5E_m \quad \text{valor max} \quad 87)$$

$$E_r = 1.61E_m \quad \text{valor medio} \quad 88)$$

$$E_r = 0.81E_m \quad \text{valor min} \quad 89)$$

5.1.2.- Módulo de elasticidad de Young, E vs E_m

La búsqueda de la relación del módulo presiométrico con el módulo de elasticidad de Young ha sido investigada por Menard (1965), utilizando un coeficiente α que varía dependiendo del tipo de material.

Para poder obtener este coeficiente α en las rocas marinas estudiadas se hace uso de la exploración geotécnica que se llevó a cabo en los sondeos donde se ejecutó el ensaye presiométrico. Para la zona I, se llevaron a cabo un total de 32 pruebas de compresión simple y para la zona II solo se realizaron 9 pruebas de compresión simple.

Cada prueba de compresión simple fue analizada, obteniendo su módulo de elasticidad E_{50} y utilizando el modelo hiperbólico de Kondner - Duncan (1970), se pudo obtener el módulo elástico E_{tan} inicial.

Se debe recordar, que el comportamiento esfuerzo – deformación de cualquier tipo de material depende de un número de diferentes factores incluyendo densidad, estructura, condiciones de drenaje, condiciones de deformación (es decir, plano de deformación, triaxial), duración de la carga, incrementos, presión confinante, y esfuerzo cortante. En muchos casos, puede ser posible tomar en cuenta estos factores seleccionando especímenes y ensayándolos en condiciones que simulen las correspondientes condiciones de campo (Duncan y Chang, 1970).

El modelo de Kondner - Duncan, describe una simple y práctica relación esfuerzo – deformación, la cual toma en cuenta la no linealidad, esfuerzo – dependencia, e inelasticidad del comportamiento del suelo, mediante una curva hiperbólica.

Kondner y sus colaboradores (Kondner et. al, 1963-1965) han demostrado que las curvas no lineales esfuerzo – deformación de arcilla y arena, pueden ser aproximadas por una hipérbola con un alto grado de precisión. La ecuación hiperbólica propuesta por Kondner fue:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad 90)$$

en donde:

σ_1 y σ_3 = esfuerzo principal mayor y menor respectivamente

ε = deformación axial

a y b = constantes cuyo valor puede ser determinado experimentalmente.

Ambas constantes a y b tienen significados físicos rápidamente visualizados, como se muestra en la figura 5.6 (a), a es el recíproco del módulo tangente inicial E_{tan} , y b es el recíproco del valor asintótico de la diferencia de esfuerzos en la cual la curva esfuerzo – deformación tiende a la deformación infinita $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

Kondner y sus colaboradores demostraron que los valores de los coeficientes a y b pueden ser determinados más fácilmente si los datos de esfuerzo – deformación son graficados en ejes transformados, como se muestra en la figura 5.6 (b). Cuando la ecuación 88 es reescrita de la siguiente forma:

$$a + b\varepsilon = \frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad 91)$$

se puede notar que a y b corresponden respectivamente a la intercepción y la pendiente de la línea recta resultante. Graficando los datos de esfuerzo – deformación en la forma

mostrada en la figura 5.6 (b), es fácil determinar los valores de los parámetros a y b correspondientes al mejor ajuste entre una hipérbola (una línea recta en la figura 5.6 (b)) y los datos del ensayo.

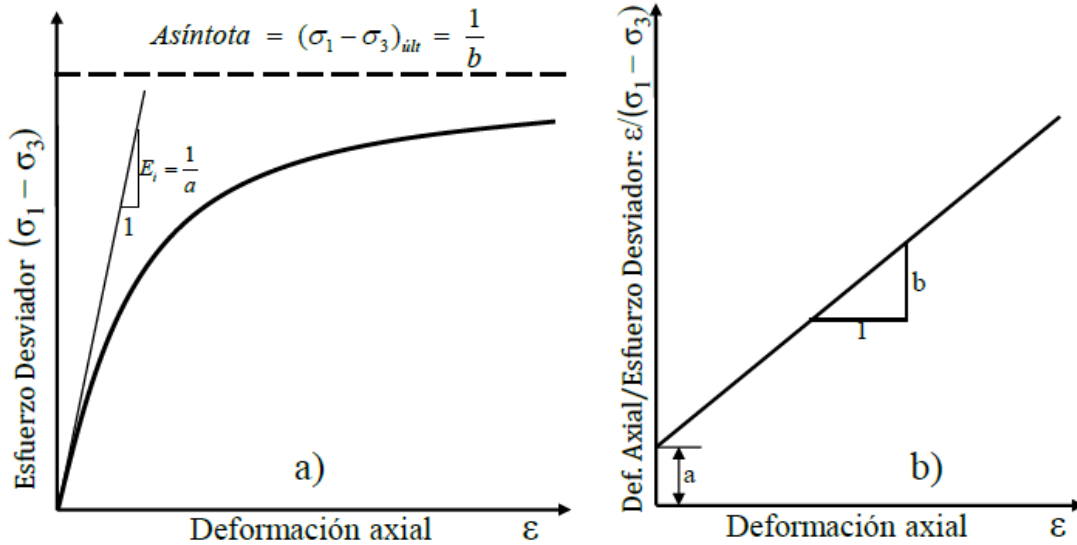


Figura 5.6 a) Curva esfuerzo – deformación hiperbólica; b) Curva esfuerzo – deformación hiperbólica transformada.

Un ejemplo para el ajuste y cálculo del módulo E_{tan} inicial usando el modelo de Kondner-Duncan de una de las pruebas de compresión simple, BH-04 a 38.7m zona I, se observa en la tabla 5.4 y la figura 5.7.

Tabla 5.4.- Cálculo del módulo E_{tan} por medio del modelo hiperbólico de Kondner - Duncan

ϵ	qu	ϵ/qu	qu	a	b
%	Mpa	-	Mpa	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	-	-
0.10	0.10	1.00	0.78	0.12	0.12
0.20	0.39	0.51	1.43		
0.30	0.90	0.33	1.98		
0.40	1.49	0.27	2.45		
0.50	2.20	0.23	2.85		
0.60	2.85	0.21	3.21		
0.70	3.50	0.20	3.52		
0.80	3.85	0.21	3.80		
0.92	4.08	0.23	4.05		

El uso del modelo hiperbólico de Kondner – Duncan nos arrojó un nuevo módulo de elasticidad para comparar los módulos presiométricos junto al módulo E_{50} . Se debe

mencionar que de las 41 pruebas de compresión simple antes mencionadas solo fue posible utilizar 18 de manera directa al ser estas las que se encontraron a la misma profundidad que las pruebas con presiómetro. Los resultados se muestran en la tabla 5.5.

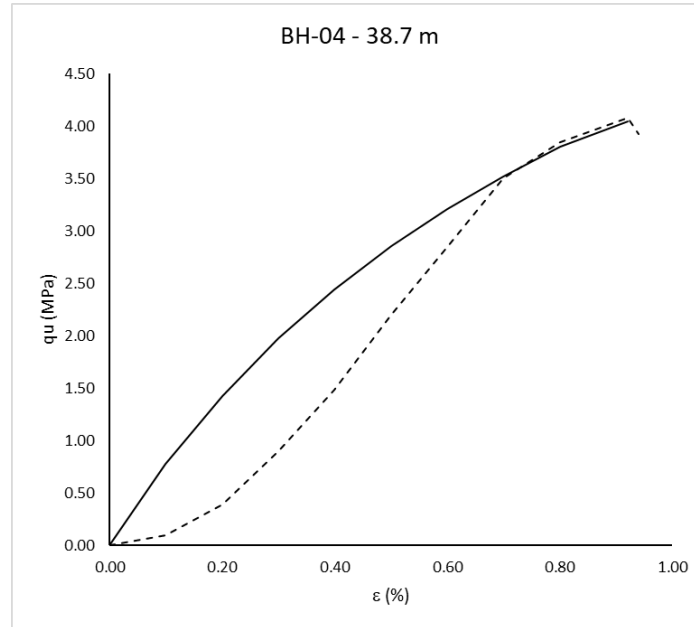
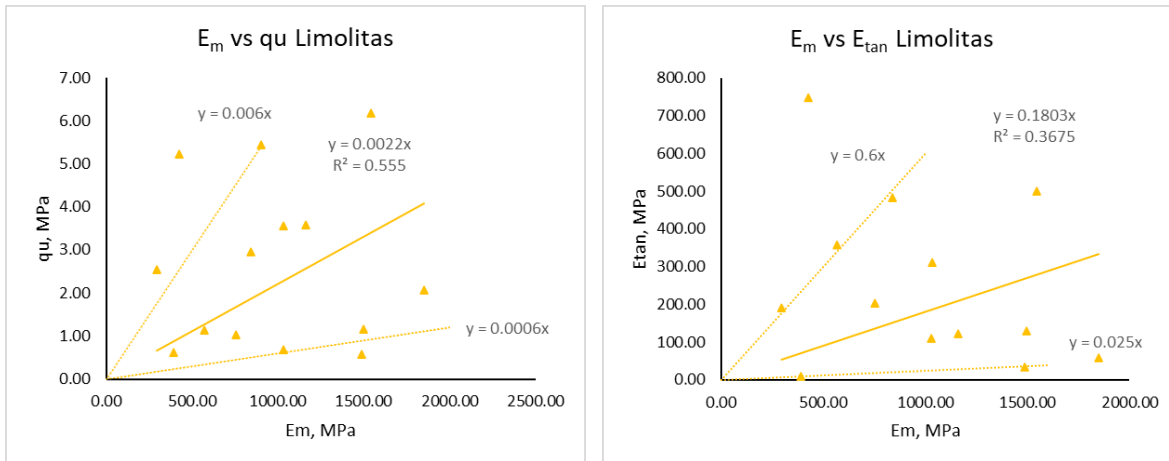


Figura 5.7.- Ajuste de la prueba de compresión simple en el sondeo BH-4 a 38.7m de la zona I.

Tabla 5.5.- Resultados de módulos de elasticidad, modulo presiométrico y resistencia a la compresión simple de las zonas de estudio.

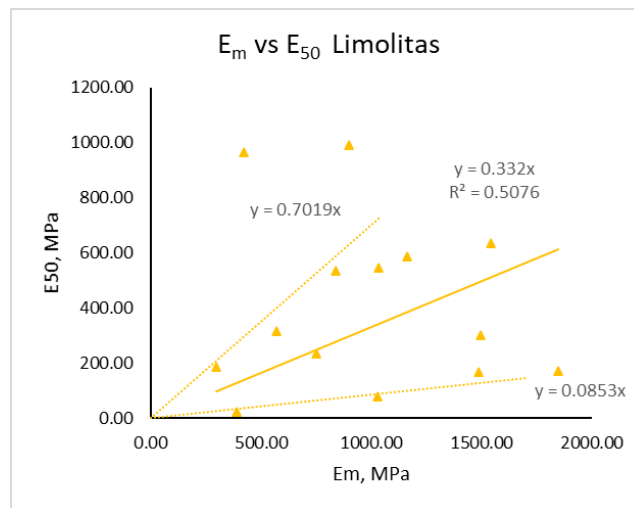
Sondeo	Profundidad(m)		Em	qu	E50	Etan
	De	A	MPa	MPa	MPa	MPa
BH-05 Zona II	17	18	115.63	0.94	226.32	230.69
	29	30	705.66	1.43	284.64	353.48
	49	51	549.53	1.14	316.67	358.55
	60	62	382.34	2.53	542.67	603.5
	65	66	541.17	5.22	966.67	747.37
BH-02 Zona II	18	19	99.23	1.54	300	648.09
	44	45	421.13	5.45	993.33	1739.13
BH-04 Zona I	24.3	25.3	753.26	1.03	233.33	202.92
	55	56	1162.52	3.59	586.36	121.21
	61.75	63.25	1497.6	1.16	300	129.7
BH-05 Zona I	20.5	21.5	296.01	2.54	186.36	191.57
	30	31	389.77	0.62	21.77	9.78
	50.75	51.75	330.91	1.65	208.82	940.73
	75.21	76.21	1543.05	6.17	634.04	500
	79	80	1849.97	2.06	170.18	58.37
BH-06 Zona I	17.3	18.3	1486.47	0.57	169.23	33.69
	27.3	28.3	1030.93	0.68	80.56	110.02
	48	49	841.03	3.55	546.15	310.56

La mayoría de los resultados de la tabla 5.5 pertenecen a resultados en limolitas, los resultados de las rocas silíceas y los conglomerados son pocos, por lo que la relación que se busca obtener para estos materiales se realizara en conjunto. Las figuras 5.8 y 5.9 muestran lo obtenido con los parámetros de resistencia q_u , y de deformación E_{tan} y E_{50} .



a)

b)



c)

Figura 5.8 a) Grafica de correlación E_m vs q_u Limolitas; b) Grafica de correlación E_m vs E_{tan} Limolitas c) Grafica de correlación E_m vs E_{50} Limolitas.

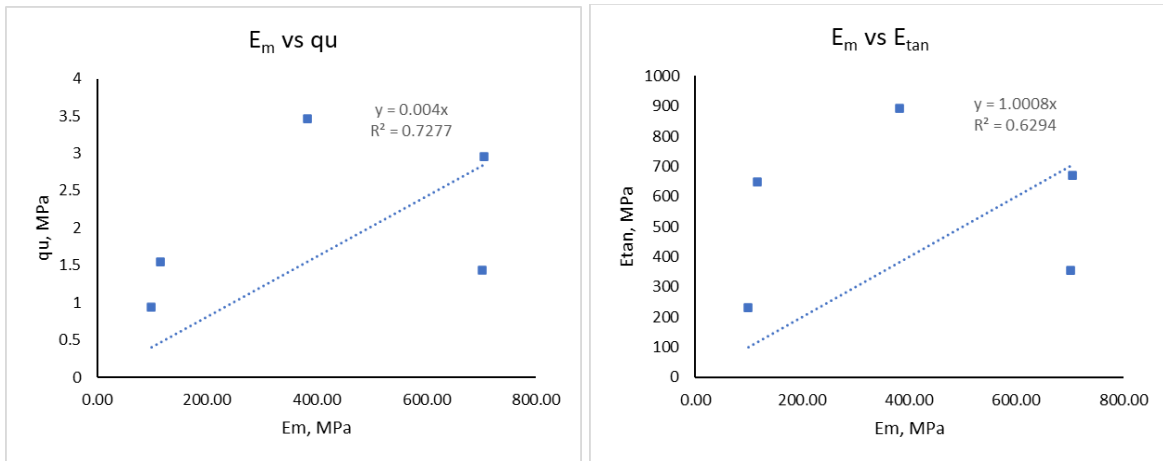
Se puede observar que en el caso de las limolitas se sigue manteniendo una gran dispersión en los resultados. Las gráficas a) y c) de la figura 5.8 tienen coeficientes de correlación arriba de 0.5, mientras que la gráfica b) tiene una correlación menor, arriba de 0.35. Los valores medios son:

$$q_u = 0.0022E_m \quad 92)$$

$$E_{tan} = \alpha E_m = 0.33E_m \quad 93)$$

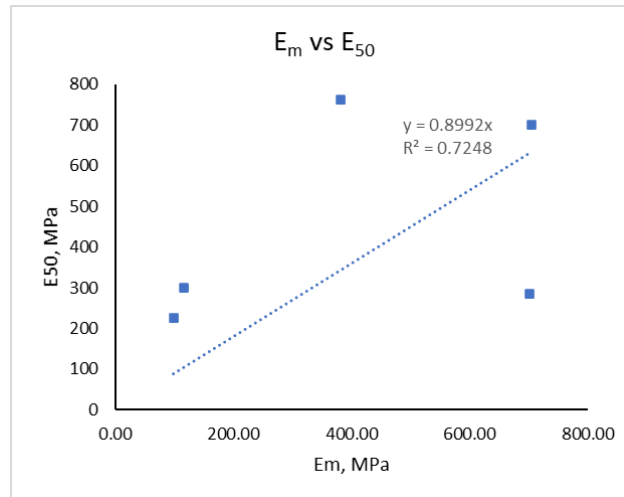
$$E_{50} = \alpha E_m = 0.18E_m \quad 94)$$

Para el caso del conjunto de conglomerados y rocas silíceas se puede apreciar una buena relación sin tanta dispersión. Estos parámetros llevan una buena relación lineal para los valores de α , los resultados obtenidos son:



a)

b)



c)

Figura 5.9 a) Grafica de correlación E_m vs q_u Silíceas; b) Grafica de correlación E_m vs E_{tan} Silíceas
c) Grafica de correlación E_m vs E_{50} Silíceas.

$$q_u = 0.004E_m \quad 95)$$

$$E_{tan} = \alpha E_m = 1.008E_m \quad 96)$$

$$E_{50} = \alpha E_m = 0.90E_m \quad 97)$$

Otros investigadores han llevado a cabo la búsqueda de una relación entre el módulo presiométrico y la resistencia a la compresión simple en la roca, tal es el caso de Cassidy Mathews (2017), que buscó una correlación en limolitas. En sus resultados se aprecia una comparativa del módulo E_{50} vs la resistencia a la compresión simple de la roca, figura 5.10.

Se hizo una comparativa entre la figura 5.8a y 5.10, ambas comparando el módulo presiométrico contra la resistencia a la compresión simple. Se puede ver que sus relaciones son más bajas que lo obtenido para las zonas I y II.

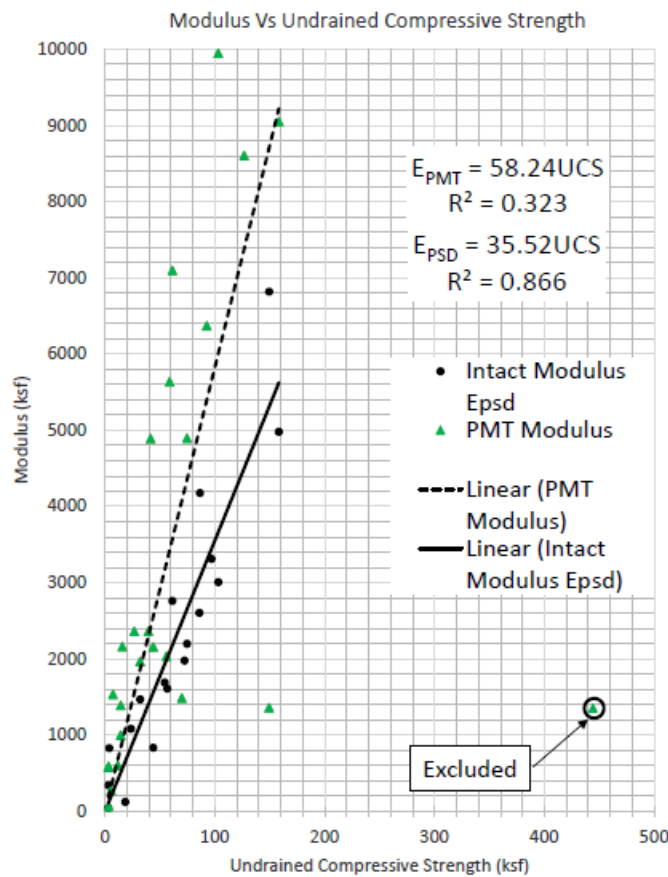


Figura 5.10 Resultados de la correlación para el módulo presiométrico vs resistencia a la compresión simple en limolitas Cassidy Mathews (2017).

5.1.3.- Modulo de elasticidad del macizo rocoso, E_{mr} vs E_m

Autores como Zhang y Einstein (2004), han tratado de relacionar el módulo presiométrico con el módulo de elasticidad del macizo rocoso a partir del RQD de la roca, si bien el RQD de la roca no es un parámetro geomecánico si no de clasificación y apoyo para la obtención de parámetros geomecánicos como el RMR, se puede utilizar para obtener el módulo de elasticidad del macizo rocoso.

La relación del RQD de la roca y el módulo presiométrico para obtener el módulo de elasticidad del macizo rocoso esta dado de la siguiente manera:

$$E_{mr} = E_m \beta \quad 98)$$

En donde

E_{mr} : es el módulo de elasticidad del macizo rocoso

β : es el coeficiente que liga al módulo del macizo rocoso con el módulo presiométrico y está dado por diferentes ecuaciones y ajustes realizados por Zhang y Einstein, estos se muestran en la figura 5.11.

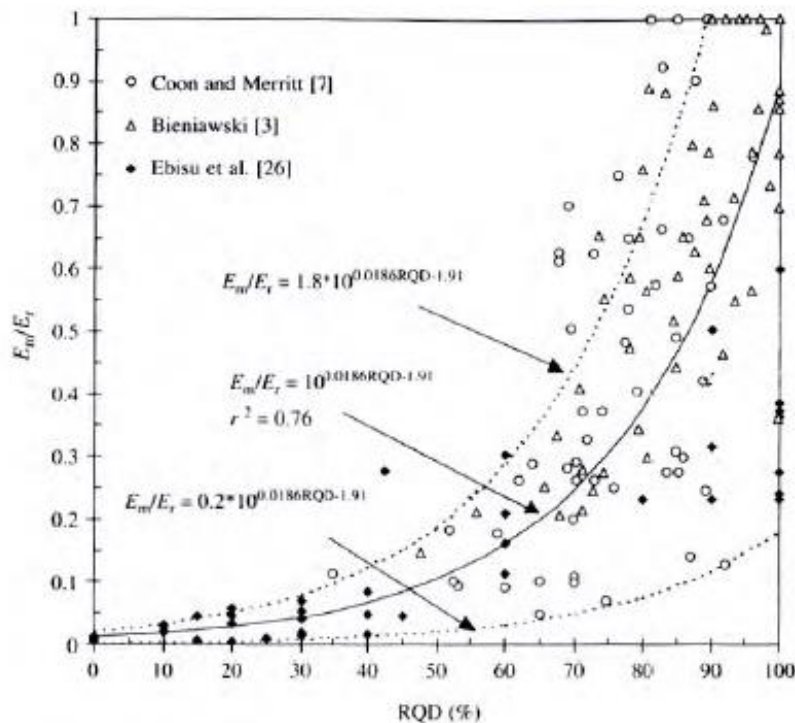


Figura 5.11 Relaciones de Zhang y Einstein (2004) para la obtención del módulo de elasticidad del macizo rocoso.

En donde el valor medio de beta con un coeficiente de correlación R² de 0.76 está dado por:

$$\frac{E_{mr}}{E_m} = 10^{0.0186RQD-1.91} \quad (99)$$

Utilizando esta relación se calcularon los coeficientes beta para la obtención del módulo de elasticidad del macizo rocoso, los resultados se muestran en la tabla 5.6 y en la gráfica 5.12 donde se llevó acabo el ajuste con la ecuación 97.

Tabla 5.6.- Resultados de beta y módulo de elasticidad del macizo rocoso para las zonas I y II

Sondeo	Prof. (m)		RQD	β	E_{mr}	E_m
	De	A	%		MPa	MPa
BH-05 Zona II	14	16	35	0.0551	6	117.07
	17	18	57	0.1413	16	115.63
	20	21	77	0.3328	75	226.32
	23	24	45	0.0845	25	301.09
	26	27	33	0.0506	15	297.27
	29	30	95	0.7194	508	705.66
	32	33	37	0.0600	50	826.69
	35	36	38	0.0626	45	721.28
	37	39	15	0.0234	16	675.72

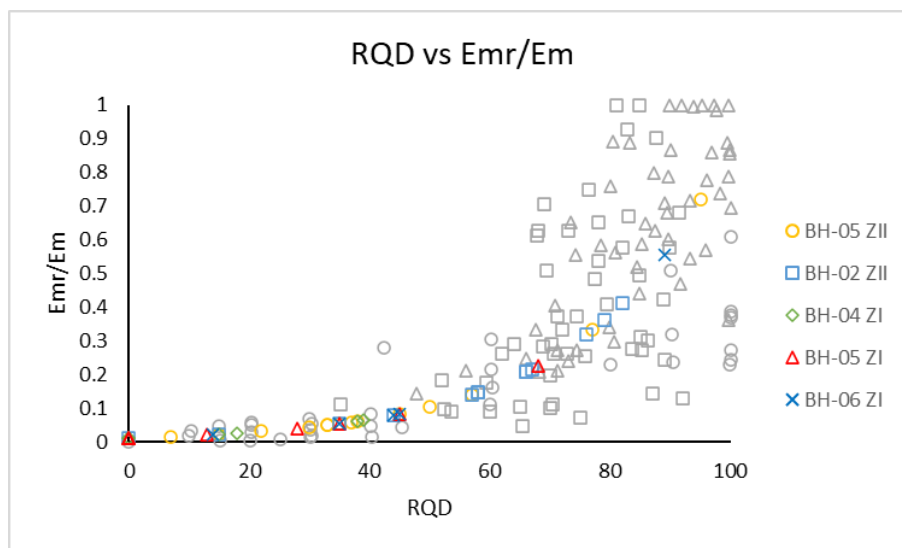


Figura 5.12 Ajuste de Zhang y Einstein para la obtención de alfa en zonas de estudio I y II.

Tabla 5.6.- Resultados de beta y módulo de elasticidad del macizo rocoso para las zonas I y II
(continuación).

Sondeo	Prof. (m)		RQD	β	E_{mr}	E_m
	De	A	%		MPa	MPa
BH-05 Zona II	41	42	15	0.0234	7	284.41
	45	46	50	0.1047	94	901.58
	49	51	33	0.0506	28	549.53
	55	56	7	0.0166	6	374.97
	60	62	22	0.0316	12	382.34
	65	66	30	0.0445	24	541.17
BH-02 Zona II	14	16	0	0.0123	4	312.51
	18	19	58	0.1475	15	99.23
	22	23	44	0.0810	46	571.25
	25	26	82	0.4123	245	594.71
	31	32	66	0.2078	146	700.99
	34	35	76	0.3189	250	782.59
	37	38	79	0.3626	240	662.81
	39	41	66	0.2078	116	557.81
	44	45	15	0.0234	10	421.13
	50	52	57	0.1413	80	568.76
	56	57	67	0.2169	105	481.92
BH-04 Zona I	64	65	58	0.1475	91	616.76
	67	68	35	0.0551	23	425.04
	14	15	38	0.0626	17	278.20
	24	25	0	0.0123	9	753.26
	35	36	18	0.0266	35	1333.81
	46	47	15	0.0234	20	841.04
BH-05 Zona I	55	56	0	0.0123	14	1162.53
	62	63	39	0.0654	98	1497.61
	21	22	35	0.0551	16	296.01
	30	31	28	0.0408	16	389.77
	40	41	13	0.0215	16	759.17
	51	52	0	0.0123	4	330.91
	60	61	0	0.0123	11	911.01
	71	72	0	0.0123	16	1337.70
BH-06 Zona I	75	76	68	0.2264	349	1543.05
	79	80	45	0.0845	156	1849.98
	13	14	35	0.0551	77	1403.32
	17	18	45	0.0845	126	1486.48
	27	28	89	0.5564	574	1030.93
BH-06 Zona I	37	38	14	0.0224	17	758.84
	48	49	44	0.0810	68	841.04

Graficando el módulo de elasticidad del macizo rocoso calculado con la ecuación 97 de Zhang y Einstein contra la profundidad se puede apreciar el comportamiento del módulo de elasticidad del macizo rocoso. Si bien se pueden ver resultados bajos en el módulo de elasticidad del macizo rocoso a lo largo de la profundidad esto está bien citado por Poulos

(2008) el cual menciona que en este tipo de rocas marinas a mayor profundidad no se puede esperar tener un mejor material y por lo tanto sus módulos de elasticidad pueden no aumentar con la profundidad. La figura 5.13 muestra dicha variación.

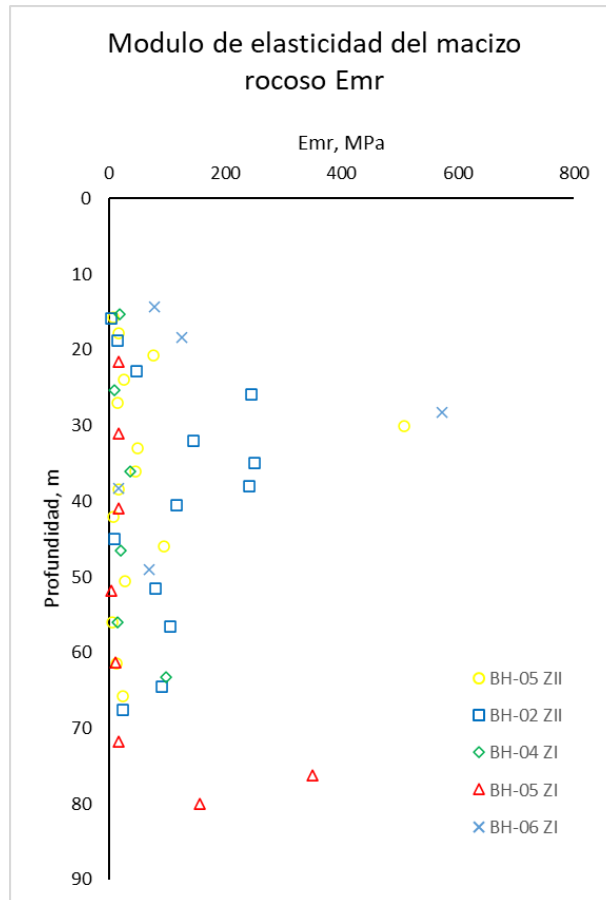


Figura 5.13 Modulo de elasticidad del macizo rocoso para los sondeos de la zona I y II.

5.1.4.- Rock Quality designation, RQD vs E_m

Otra correlación que se ha buscado es la que se lleva de manera directa entre el módulo presiométrico con el RQD de la roca, si bien se ha mencionado antes que dicho parámetro es meramente de clasificación se puede aprovechar para obtener el módulo presiométrico de manera directa.

Para este análisis se omitieron los resultados de RQD iguales a cero ya que estos dan una gran variación e incertidumbre, bien pueden tratarse de fragmentos de roca tipo boleó o también materiales de baja cementación en el caso de rocas marinas.

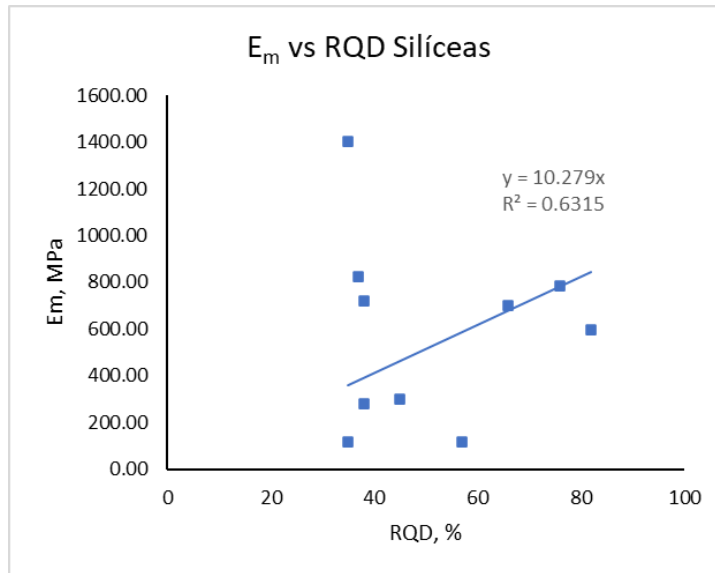


Figura 5.14 Relación del RQD de la roca con el módulo presiométrico en rocas silíceas.

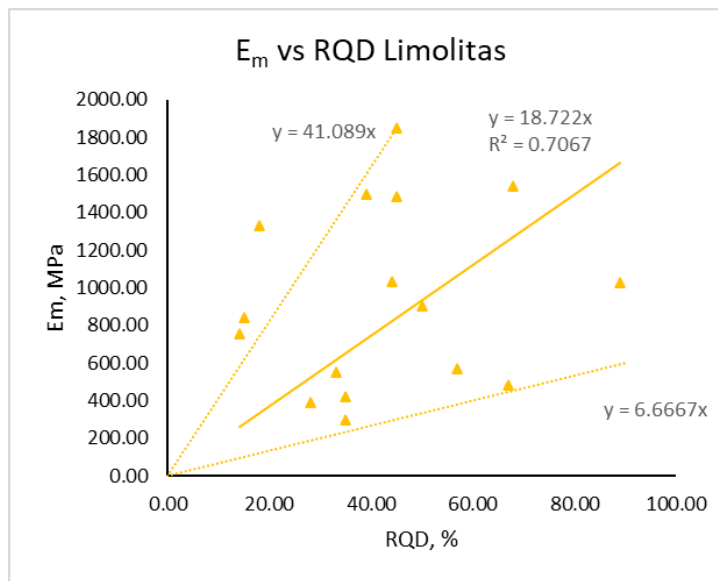


Figura 5.15 Relación del RQD de la roca con el módulo presiométrico en Limolitas.

Los resultados que arrojan las figuras 5.14, 5.15 y 5.16 muestran una buena relación del valor RQD con el módulo presiométrico con coeficientes de relación líneas entre 60 y 70%.

Así las relaciones medias obtenidas de RQD con modulo presiométrico quedan de la siguiente manera:

$$E_m = 10.27RQD \quad \text{Rocas silíceas} \quad (100)$$

$$E_m = 18.72RQD \quad \text{Limolitas} \quad (101)$$

$$E_m = 8.19RQD$$

Conglomerados calcáreos

102)

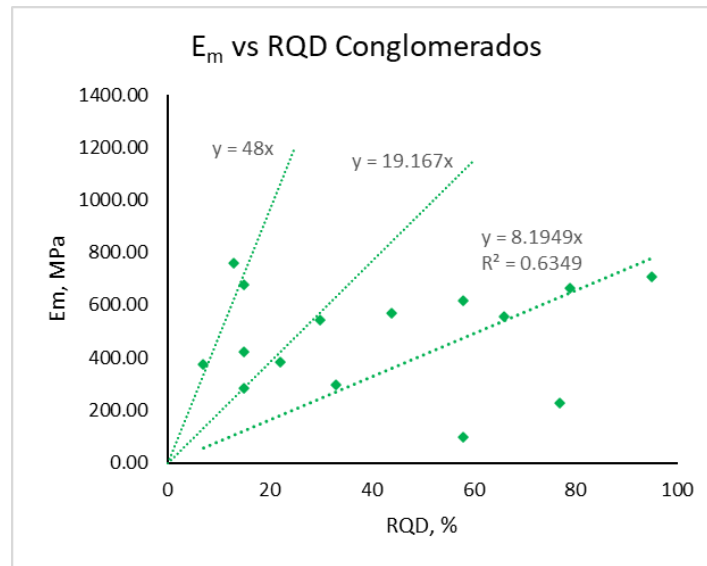


Figura 5.16 Relación del RQD de la roca con el módulo presiométrico en Conglomerados calcáreos.

5.2.- Parámetros de resistencia, presión límite.

Para el caso de la presión límite, si bien no es una propiedad que defina a las rocas, es un parámetro propio de la prueba del presiómetro que se puede comparar con parámetros de resistencia.

5.2.1.- Presión límite p_L vs módulo de elasticidad E

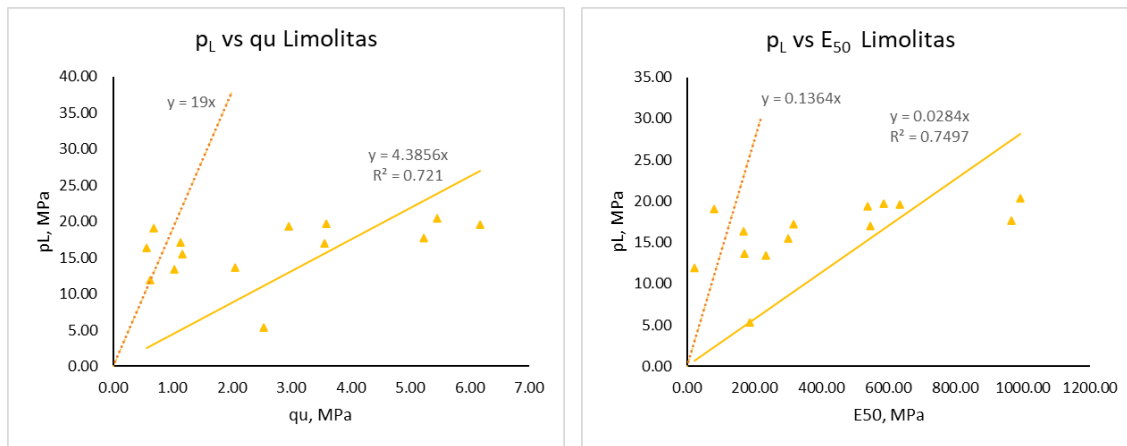
De manera similar a lo que se realizó con el módulo presiométrico, la presión límite se comparó contra la resistencia a la compresión simple, el módulo de elasticidad E_{50} y el módulo tangente inicial E_{tan} . Los parámetros utilizados se encuentran en la tabla 5.7 y los resultados obtenidos en la figura 5.17 y 5.18.

Tabla 5.7.- Parámetros de presión límite, capacidad de carga y módulos de Elasticidad

Sondeo	Prof. (m)		p_L	q_u	E_{50}	E_{tan}
	De	A	MPa	MPa	MPa	MPa
BH-05 Zona II	17	18	5.94	0.94	226.32	230.69
	29	30	20.06	1.43	284.64	353.48
	49	51	19.25	1.14	316.67	358.55

Tabla 5.7.- Parámetros de presión limite, capacidad de carga y módulos de Elasticidad.
(Continuación).

Sondeo	Profundidad		p_L	q_u	E_{50}	E_{tan}
	De	A	MPa	MPa	MPa	MPa
BH-05 Zona II	60	62	7.39	2.53	542.67	603.5
	65	66	14.76	5.22	966.67	747.37
BH-02 Zona II	18	19	12.18	1.54	300	648.09
	44	45	19.95	5.45	993.33	1739.13
BH-04 Zona I	24	25	13.45	1.03	233.33	202.92
	55	56	19.72	3.59	586.36	121.21
	62	63	15.47	1.16	300	129.7
BH-05 Zona I	21	22	5.34	2.54	186.36	191.57
	30	31	11.90	0.62	21.77	9.78
	51	52	13.60	1.65	208.82	940.73
	75	76	19.55	6.17	634.04	500
	79	80	13.62	2.06	170.18	58.37
BH-06 Zona I	17	18	16.32	0.57	169.23	33.69
	27	28	19.04	0.68	80.56	110.02
	48	49	17.00	3.55	546.15	310.56

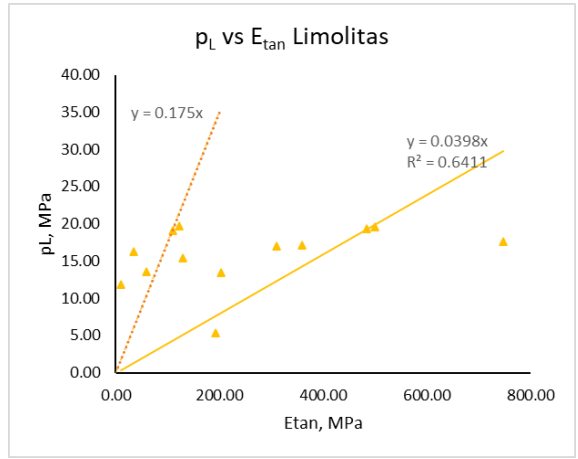


a)

b)

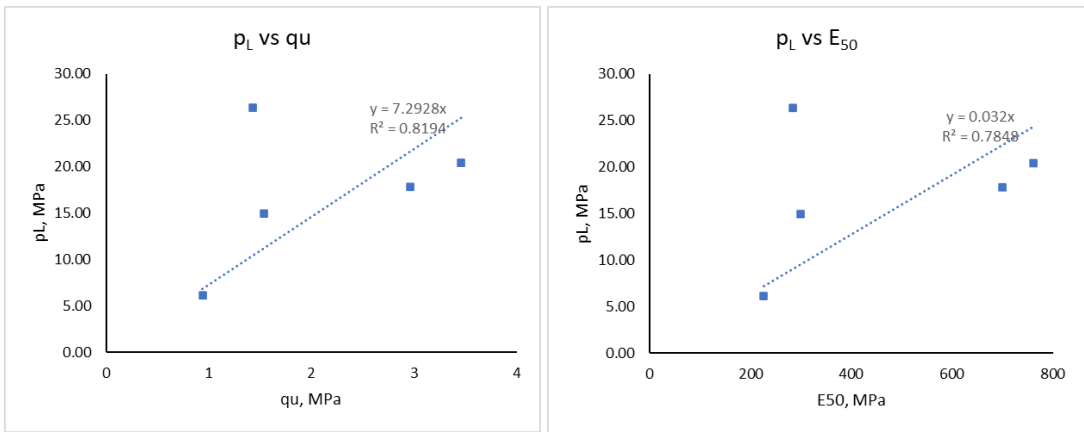
Figura 5.17 a) relación de resistencia a la compresión simple vs presión limite en limolitas b) relación presión limite vs módulo de elasticidad E_{50} en limolitas

Al igual que lo trabajado con el módulo presiométrico, los datos obtenidos de las pruebas de compresión simple fueron divididos en limolitas y las rocas silíceas junto con los conglomerados.



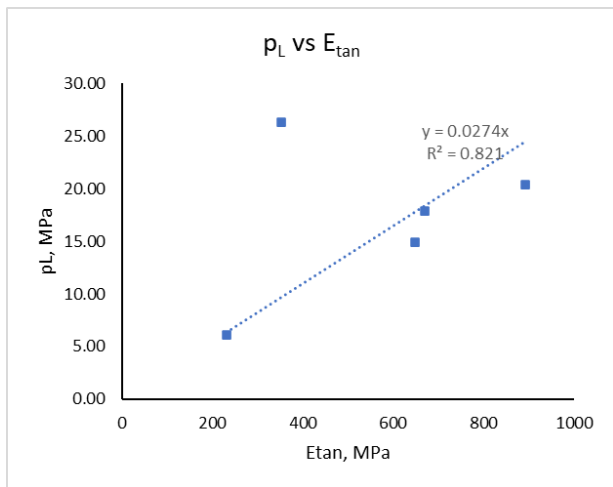
c)

Figura 5.17 c) relación presión limite vs E_{tan} en Limolitas.



a)

b)



c)

Figura 5.17 a) relación de la resistencia a la compresión simple vs presión limite Silíceas b) relación presión limite vs módulo de elasticidad E_{50} Silíceas c) relación presión limite vs E_{tan} Silíceas

Se pueden observar mejores resultados de relación a lo que se obtuvo al comparar el módulo presiométrico. Teniendo coeficientes de correlación R^2 entre el 0.60 y 0.80, lo cual hace de estas relaciones parámetros bastante confiables. Las relaciones lineales para las limolitas son:

$$p_L = 4.38qu \quad \text{Limolitas} \quad (103)$$

$$p_L = 0.028E_{50} \quad \text{Limolitas} \quad (104)$$

$$p_L = 0.039 E_{tan} \quad \text{Limolitas} \quad (105)$$

Para el caso de los conglomerados y las rocas silíceas se aprecian las siguientes relaciones:

$$p_L = 7.29qu \quad \text{Silíceas} \quad (106)$$

$$p_L = 0.032E_{50} \quad \text{Silíceas} \quad (107)$$

$$p_L = 0.027E_{tan} \quad \text{Silíceas} \quad (108)$$

5.2.2.- Presión de fluencia, p_f vs presión límite, p_L

Obtener la presión límite en un ensayo presiométrico es de gran importancia ya que este parámetro, como se mostró en el capítulo anterior, es aplicado para los diseños geotécnicos con el método directo del presiómetro.

Es por ello que se busca una correlación que nos permita obtener este parámetro aun cuando no se pueda alcanzar durante el ensaye, si bien no existe mucha bibliografía en donde se implique de manera directa la presión límite en rocas blandas, Walker y Jewell (1979) pudieron obtener una relación de la presión de fluencia p_f para obtener la presión límite. Esta relación fue utilizada para obtener algunos resultados de presión límite en el capítulo 4.

Algunos resultados de presión límite de las pruebas presiométricas desarrolladas pudieron ser medidos directamente de la curva presiométrica y de esta manera podemos hacer una comparación con la correlación obtenida por Walker y Jewell. Figura 5.18. Los parámetros utilizados fueron obtenidos de las tablas 4.9 y 4.10 y se presentan ahora en la tabla 5.8.

Si bien la gráfica debió ser extendida para presiones límite y presiones de fluencia más altas, los resultados son satisfactorias, se puede ver como los parámetros obtenidos de forma gráfica entran bien en la relación de Walker y Jewell. Por lo tanto, el ajuste y

parámetros obtenidos en el capítulo anterior por este medio pueden ser considerados como buenos.

Tabla 5.8.- Parámetros de presión de fluencia y presión limite obtenidos de forma grafica

Zona	Prof. Pba	Presión de fluencia	Presión limite
	m	MPa	MPa
Zona I	14.80	2.8	5.41
	24.80	8	13.45
	35.50	8.3	12.95
	20.50	3.1	5.34
	40.50	7.2	12.42
	60.75	8.4	15.29
	70.70	9.4	16.03
	79.50	8.4	13.62
Zona II	22	9.9	16.77
	25	10.8	18.66
	17	5.8	14.94
	50	10.6	15.73

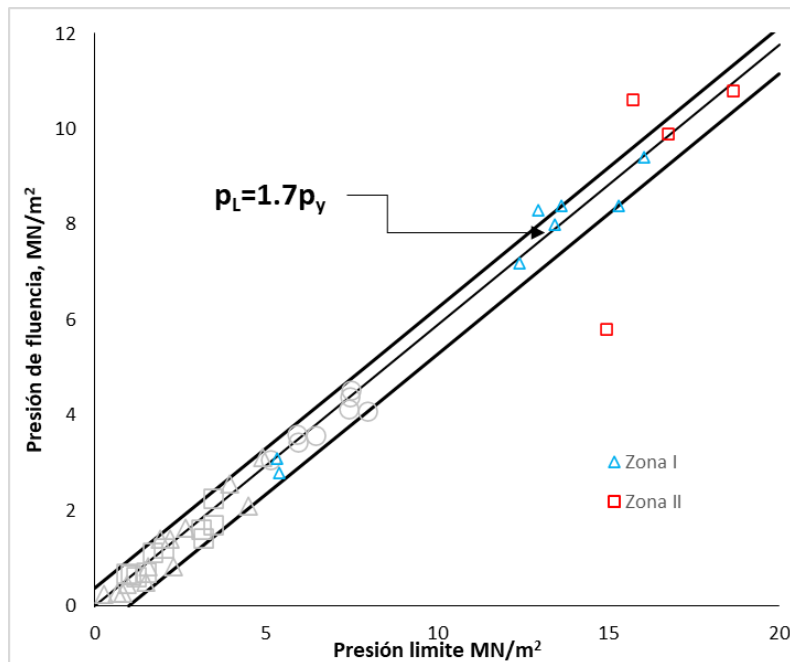


Figura 5.18 comparativa de los resultados obtenidos contra los de Walker y Jewell (1979).

5.2.3.- Presión limite vs RQD

De manera similar a lo desarrollado con el módulo presiométrico se realizó la comparativa de la presión limite contra el RQD de la roca, con el fin de encontrar una relación a partir del RQD. Los resultados pueden ser observados en las figuras 5.19, 5.20 y 5.21.

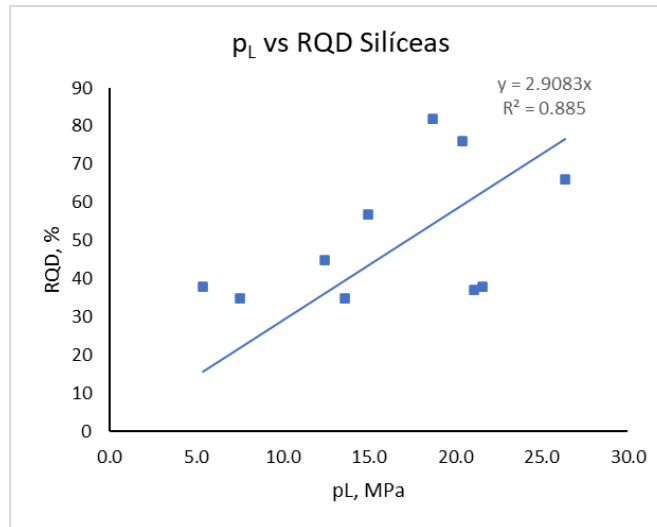


Figura 5.19 Relación de la presión limite vs el RQD en rocas Silíceas

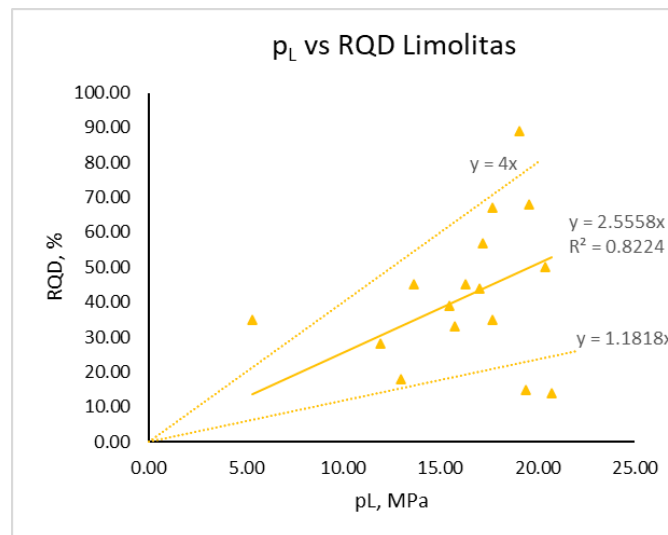


Figura 5.20 Relación de la presión limite vs el RQD en Limolitas

Se puede observar una buena relación de los parámetros de las rocas marinas con una variación del coeficiente de correlación R^2 entre 0.6 y 0.85. Para este caso también se omitieron los valores de RQD de la roca iguales a cero.

La relación lineal obtenida para las rocas silíceas se muestra a continuación:

$$RQD = 2.9 p_L \quad \text{Silíceas} \quad (109)$$

Por otro lado, el comportamiento para las limolitas y los conglomerados calcáreos es más disperso, por lo que se optó por incluir resultados máximos y mínimos. Estos máximos y mínimos son:

$$RQD = 1.18 p_L \quad \text{Limolitas valor min} \quad 110)$$

$$RQD = 2.55 p_L \quad \text{Limolitas valor medio} \quad 111)$$

$$RQD = 4p_L \quad \text{Limolitas valor maximo} \quad 112)$$

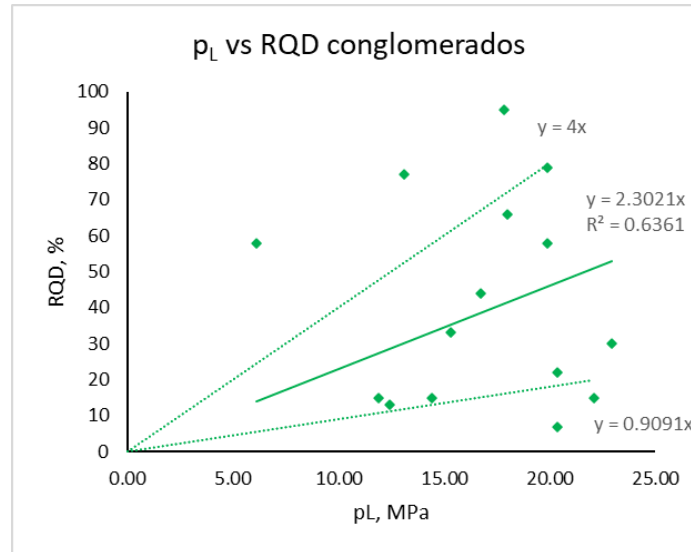


Figura 5.21 Relación de la presión límite vs el RQD en Conglomerados calcáreos

Y para los conglomerados, los resultados fueron los siguientes:

$$RQD = 0.91 p_L \quad \text{Conglomerados Calcareos valor min} \quad 113)$$

$$RQD = 2.30 p_L \quad \text{Conglomerados Calcareos valor medio} \quad 114)$$

$$RQD = 4 p_L \quad \text{Conglomerados Calcareos valor maximo} \quad 115)$$

Al observar las correlaciones se puede concluir que la relación de la presión límite con el RQD de la roca es bastante directa y oscila entre 2.3 a 2.9 como valores medios.

5.2.4.- Cohesión usando p_L

Se puede obtener la cohesión a partir del ensayo presiométrico y compararlo de forma sencilla con los resultados de la prueba de compresión simple. R.J Mair y D. M. Wood (1987) presentan una ecuación utilizada en rocas débiles para el cálculo de la cohesión a partir de los resultados con presiómetro.

$$c_u = \frac{p_L^*}{1 + \log \frac{G}{c_u}} \quad 116)$$

Esta ecuación es iterativa e involucra al módulo de rigidez G obtenido de las pruebas del presiómetro. Se realizó el cálculo iterativo y los resultados para la obtención de cu a partir de esta ecuación 108 se muestran en la tabla 5.9.

Tabla 5.9.- Resultados de Cu con las pruebas presiométricas

Sondeo	G	p _L	σ _H	cu, PMT	qu	cu
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
BH-05 Zona II	38.16	5.94	0.18	2.67	0.94	0.47
	301.00	20.06	0.34	7.59	1.43	0.715
	237.22	19.25	0.64	7.44	1.14	0.57
	45.03	7.39	0.14	3.42	2.53	1.265
	44.47	14.76	0.17	8.49	5.22	2.61
BH-02 Zona II	115.80	12.18	0.23	5.07	1.54	0.77
	346.76	19.95	0.45	7.28	5.45	2.725
BH-04 Zona I	289.72	13.45	0.25	4.74	1.03	0.515
	447.13	19.72	0.55	6.81	3.59	1.795
	576.00	15.47	0.65	4.82	1.16	0.58
BH-05 Zona II	113.85	5.34	0.20	1.84	2.54	1.27
	149.91	11.90	0.30	4.62	0.62	0.31
	127.27	13.60	0.50	5.55	1.65	0.825
	593.48	19.55	0.75	6.33	6.17	3.085
	711.53	13.62	0.78	3.94	2.06	1.03
BH-06 Zona I	571.72	16.32	0.18	5.33	0.57	0.285
	396.51	19.04	0.28	6.78	0.68	0.34
	323.47	17.00	0.48	6.06	3.55	1.775

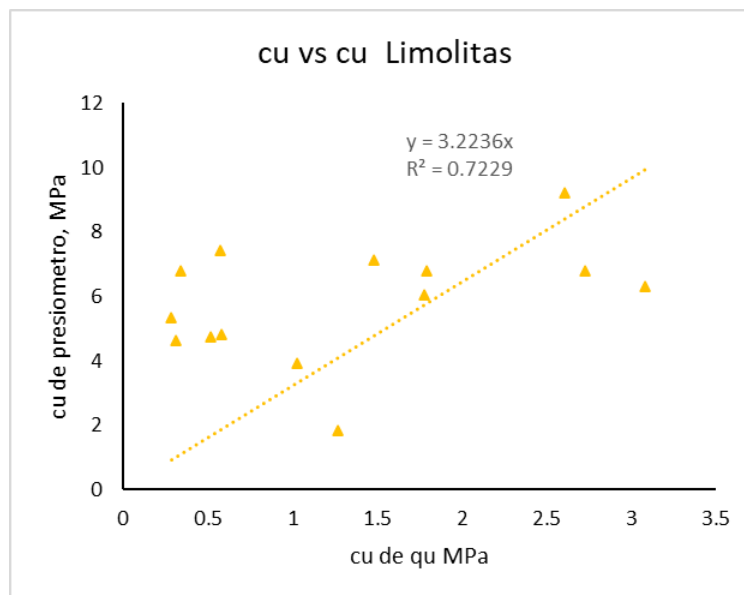


Figura 5.22 Relación de Cu a partir de pruebas presiométricas vs Cu de pruebas de compresión simple en Limolitas

Usando los resultados de la tabla anterior y los resultados de cohesión obtenidos a partir de las pruebas de compresión simple, vistos en la misma tabla, se realizaron gráficos, uno para el caso de las limolitas y el otro para los conglomerados y las rocas silíceas.

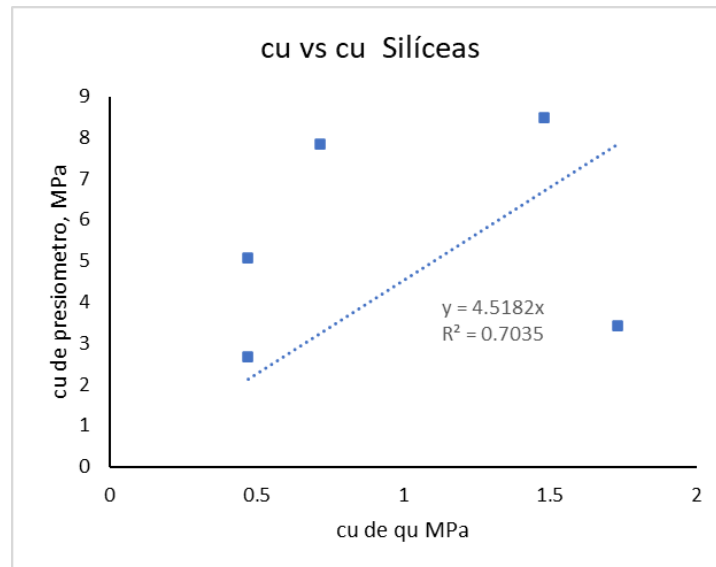


Figura 5.23 Relación de Cu a partir de pruebas presiométricas vs Cu de pruebas de compresión simple en rocas silíceas

Se puede observar que los resultados tienen coeficientes de correlación lineal de 0.70, lo que hace de los resultados fiables. Para las limolitas se tiene un comportamiento un poco disperso al inicio pero que se ajusta bastante bien a la tendencia lineal, mientras tanto los resultados de las rocas silíceas si muestran una dispersión bastante abierta.

Las correlaciones obtenidas fueron las siguientes.

$$Cu_{PMT} = 3.22 Cu \quad \text{Limolitas} \quad (117)$$

$$Cu_{PMT} = 4.51 Cu \quad \text{Silíceas} \quad (118)$$

5.2.5.- cociente E_m/p_L

Otra manera de obtener la presión límite sería con la ayuda del cociente E_m/p_L , si bien este cociente de manera física no representa nada, ya que cada uno mide el medio de forma diferente, es un parámetro que se define por ser clasificatorio en los resultados de presiómetro desde lo propuesto por Menard (1975) hasta Baud con su presiorama (2012).

Una manera de utilizar este cociente para la obtención de la presión límite, a partir del módulo presiométrico, es comparándolo directamente con el mismo módulo. Para cada uno

de los materiales estudiados se llevó a cabo esta relación y comparación. Las tablas 5.10, 5.11 y 5.12 muestran los datos utilizados para esta relación.

Tabla 5.10.- Resultados presión limite y modulo presiométrico para las rocas silíceas

Silíceas					
Zona	Sondeo	Profundidad	Em	PL	Em/pL
		m	MPa	MPa	-
Zona I	BH-06	13.80	1403.32	13.6	103.19
	BH-04	14.80	278.20	5.4	51.45
Zona II	BH-05	14.00	117.07	7.5	15.55
	BH-02	15.00	312.51	5.1	61.28
	BH-05	17.00	115.63	14.9	7.74
Zona II	BH-05	23.00	301.09	12.4	24.26
	BH-02	25.00	594.71	18.7	31.87
Zona II	BH-02	31.00	700.99	26.4	26.60
	BH-05	32.00	826.69	21.1	39.22
	BH-02	34.00	782.59	20.4	38.36
	BH-05	35.00	721.28	21.6	33.41

Tabla 5.11.- Resultados presión limite y modulo presiométrico para los conglomerados calcáreos

Conglomerados					
Zona	Sondeo	Profundidad	Em	PL	Em/pL
		m	MPa	MPa	-
Zona I	BH-05	40.50	759.17	12.42	61.15
Zona II	BH-02	18.00	99.23	6.12	16.21
	BH-05	20.00	226.32	13.09	17.29
	BH-05	65.00	541.17	22.95	23.58
Zona II	BH-02	22.00	571.25	16.77	34.07
	BH-05	26.00	297.27	15.30	19.43
	BH-05	29.00	705.66	17.85	39.53
Zona II	BH-02	37.00	662.81	19.89	33.32
	BH-05	38.00	675.72	22.10	30.58
	BH-02	40.00	557.81	18.02	30.96
	BH-05	41.00	284.41	11.90	23.90
	BH-02	44.00	421.13	14.45	29.14
	BH-05	55.00	374.97	20.40	18.38
	BH-05	60.00	382.34	20.40	18.74
	BH-02	64.00	616.76	19.89	31.01

Tabla 5.12.- Resultados presión límite y modulo presiométrico para las limolitas

Limolitas					
Zona	Sondeo	Profundidad	Em	PL	Em/pL
		m	MPa	MPa	-
Zona I	BH-06	17.80	1486.48	16.32	91.08
	BH-05	20.50	296.01	5.34	55.44
	BH-04	24.80	753.26	13.45	56.00
	BH-06	27.80	1030.93	19.04	54.15
	BH-05	30.50	389.77	11.90	32.75
	BH-04	35.50	1333.81	12.95	103.03
	BH-06	37.80	758.84	20.74	36.59
	BH-04	45.50	841.04	19.38	43.40
	BH-06	48.50	1032.53	17.00	60.74
	BH-05	50.75	330.91	13.60	24.33
	BH-04	55.50	1162.53	19.72	58.95
	BH-05	60.75	911.01	15.29	59.57
	BH-04	62.25	1497.61	15.47	96.81
	BH-05	70.70	1337.70	16.03	83.44
	BH-05	75.71	1543.05	19.55	78.93
Zona II	BH-05	79.50	1849.98	13.62	135.81
	BH-05	45.00	901.58	20.40	44.20
	BH-05	50.00	549.53	15.73	34.95
	BH-02	50.00	568.76	17.17	33.13
	BH-02	56.00	481.92	17.68	27.26
BH-02	67.00	425.04	17.68	24.04	

Los resultados de la relación E_m/p_L contra el módulo presiométrico E_m , se muestran en las figuras 5.24, 5.25 y 5.26.

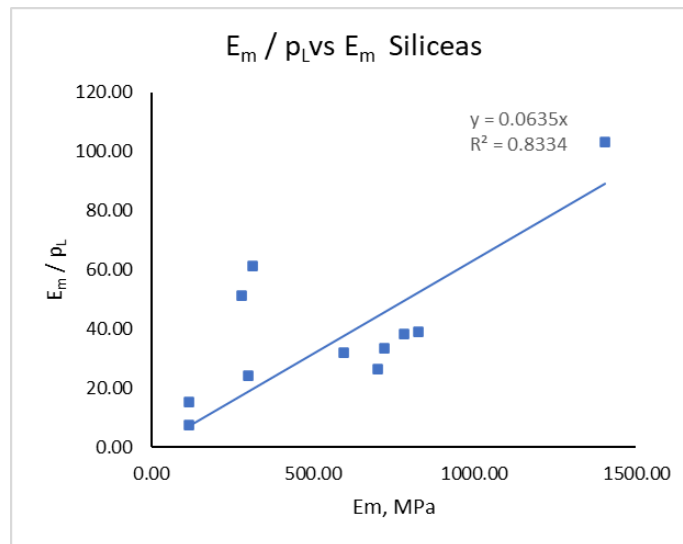


Figura 5.24. Cociente E_m / p_L vs E_m para las rocas silíceas

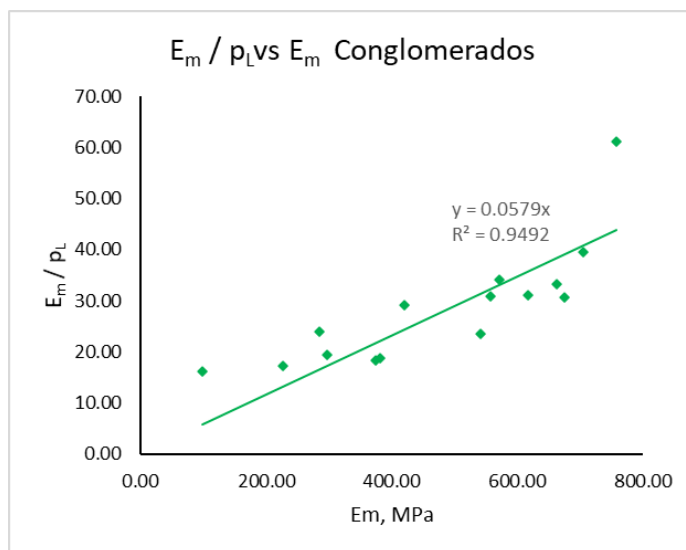


Figura 5.25. Cociente E_m / p_L vs E_m para los conglomerados calcareos

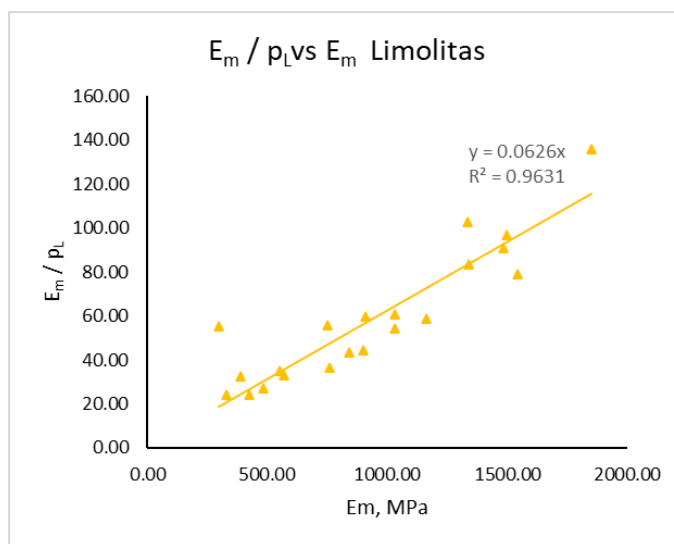


Figura 5.26. Cociente E_m / p_L vs E_m para las limolitas

Las relaciones obtenidas tienen coeficientes de correlación bastante buenos, R^2 entre 0.83 y 0.96, las relaciones obtenidas son las siguientes:

$$E_m/p_L = 0.0635 E_m \quad \text{Siliceas} \quad 119)$$

$$E_m/p_L = 0.0579 E_m \quad \text{Conglomerados calcareos} \quad 120)$$

$$E_m/p_L = 0.0626 E_m \quad \text{Limolitas} \quad 121)$$

5.3.- Parámetros dinámicos.

Durante el desarrollo de la exploración geotécnica en las también se realizaron pruebas geofísicas del tipo cross hole para la obtención de parámetros dinámicos. No existe mucha literatura en donde se utilice el presiómetro en limolitas y pueda ser comparado con parámetros dinámicos, por suerte se cuenta con el trabajo de G. Tsiambaos et al (1990) en el que se estudió la predicción de parámetros dinámicos a partir del presiómetro en 4 sitios diferentes, el sitio de interés que utilizaremos para comparar será el sitio 1, que es un depósito de rocas sedimentarias conformado por conglomerados calcáreos alternados con areniscas.

Otra relación de la literatura es la del módulo de rigidez al corte estático obtenido de las pruebas de presiómetro y el módulo dinámico obtenido de pruebas en campo para rocas blandas, Galera *et al.*, 2001. Esta relación es:

$$G_D = 10.95G_{PMT} + 1449 \quad (122)$$

Su Resultado grafico se muestra a continuación.

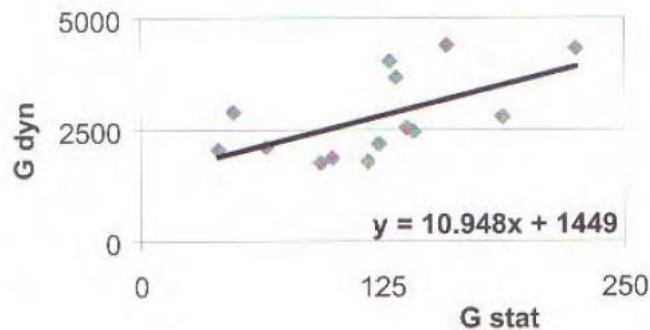


Figura 5.27 Relación de GD vs G de Galera, Peral, Rodríguez, (2001).

Haciendo una similitud a lo realizado por Galera et. al., y utilizando los resultados de pruebas geofísicas en campo para la obtención de parámetros dinámicos se pudo obtener de manera similar una correlación entre estos parámetros. Cabe resaltar que estas pruebas solo fueron realizadas en los sondeos BH-05 de la zona I y zona II. La tabla 5.13 muestra los parámetros comparados.

Se puede observar en la figura 5.28 una relación muy baja con respecto a los módulos de rigidez al corte teniendo una relación de 3.24G obtenidos de la prueba del presiómetro contra el módulo de rigidez obtenido de las pruebas geofísicas.

Tabla 5.13.- Parámetros de módulo de Rigidez obtenidos de presiómetro y pruebas geofísicas

Sondeo	Profundidad		G	Gd
	De	A	MPa	Mpa
BH-05 Zona II	14	16	120.20	806.5
	17	18	38.16	806.50
	20	21	219.71	1098.00
	23	24	228.73	589.90
	26	27	269.61	589.90
	29	30	301.00	1245.00
	32	33	254.93	1245.00
	35	36	214.54	1245.00
	37	39	161.97	2541.00
	41	42	218.76	2541.00
	45	46	185.35	3281.00
	49	51	237.22	3281.00
	BH-05 Zona I	21	22	113.85
30		31	149.91	1251.97798
40		41	291.99	1196.54679
51		52	127.27	1193.50408
60		61	350.39	831.919823
71		72	514.50	700.758389
75		76	593.48	639.394539
79		80	711.53	623.50269

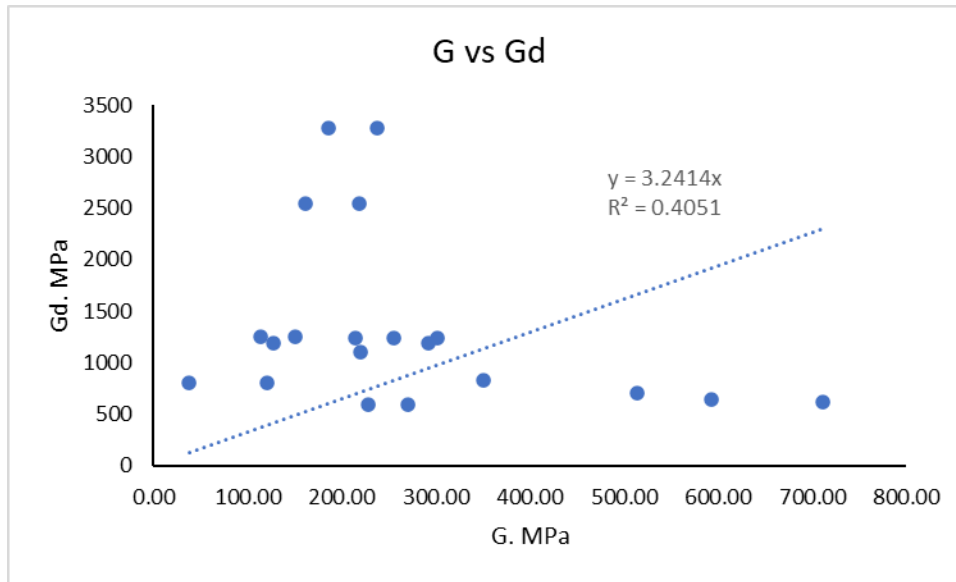


Figura 5.28 Relación de los resultados de módulos de rigidez.

De este modo la relación obtenida es:

$$G_d = 3.24G_{PMT} \quad (123)$$

Al igual que Tsiambaos, se buscó la correlación del módulo de rigidez al corte dinámico comparándolo con la presión límite.

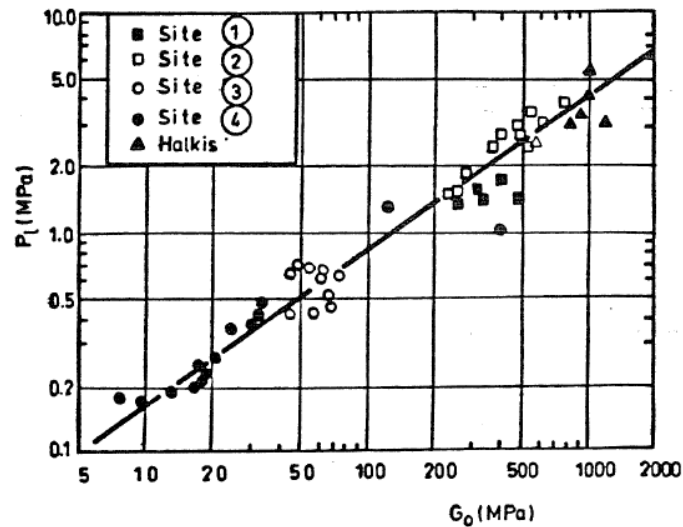


Figura 5.29.- Relación del módulo de rigidez al corte con la presión límite, Tsiambaos (1990).

Los resultados obtenidos por Tsiambaos tienen un coeficiente de correlación R^2 de 0.97, y teniendo una relación igual a:

$$G_d = 138p_L \quad (124)$$

Mientras tanto lo obtenido por el autor da un coeficiente de correlación igual a 0.68 y el resultado para las rocas sedimentarias en su mayoría limolitas e:

$$G_d = 120.48p_L \quad (125)$$

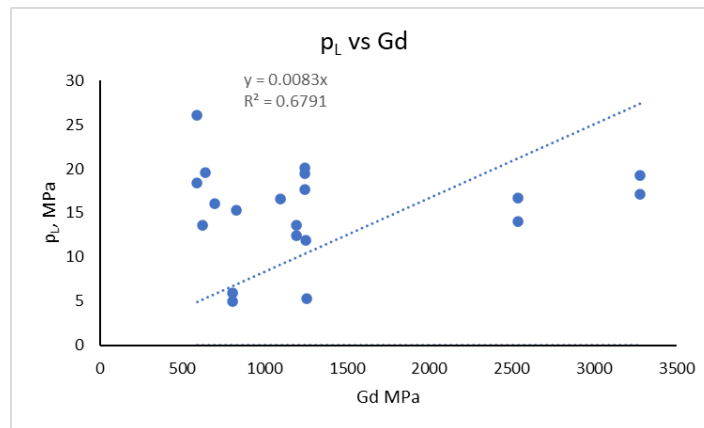


Figura 5.30.- Relación del módulo de rigidez al corte con la presión límite para rocas sedimentarias.

CAPITULO 6 CONCLUSIONES

De este trabajo de investigación se dan las siguientes conclusiones:

- Como se observó durante el trabajo de investigación, el ensayo presiométrico es una herramienta de fácil implementación, pero se necesita de un experto el cual debe cuidar su ejecución, ya que el no cumplir con un buen barrenado puede repercutir en el diseño geotécnico de forma grave.
- El obtener los parámetros presiométricos de forma gráfica puede ser difícil en algunas ocasiones, como lo mostrado por Clarke (1995) con el esfuerzo horizontal, si bien es un tanto difícil poder aplicar su metodología en una curva presiométrica de buena índole, en curvas presiométricas de cavidades con materiales de difícil muestreo puede llevar a esfuerzos horizontales muy grandes y por lo tanto erróneos.
- Se puede ver que el uso del presiorama de Baud (2012) es una herramienta poderosa para la caracterización de los materiales, definiendo su comportamiento a partir del cociente de E_m y la p_L . Si bien se algunas veces la presión límite es difícil de determinar el uso de las distintas correlaciones con la presión de fluencia suelen ser de gran ayuda. Para esta tesis el uso de la correlación de Walker y Jewell (1979) da buenos resultados.
- El diseño con el uso del método directo establecido en el Fascículo 62 de la norma francesa por Bustamante et al., demuestra todo el potencial del presiómetro para obtener la capacidad de carga por punta y fuste, como se muestra en las figuras 4.28 y 4.29, en donde estos resultados en comparación con el método de Tomlinson llegan a tener un coeficiente de correlación R^2 hasta de 0.97. Mientras que el cálculo de asentamientos muestra una variación en comparación con el método de Braja, esta no dista de ser un buen resultado, diferenciándose por apenas unos centímetros como se observa en la figura 4.30.
- Considero que el llevar una investigación más rigurosa en México para implementar factores de diseño geotécnico con ayuda del presiómetro puede ser un importante para el desarrollo y conocimiento de la herramienta a nivel nacional. Cabe mencionar que el enriquecimiento de resultados ha sido la base de desarrollo de esta herramienta en Europa, principalmente en Francia, donde investigadores como el doctor Baud y el doctor Gambin han llevado a desarrollar clasificaciones con el presiómetro y parámetros de diseño geotécnico, los cuales pueden ser llevados a cabo a nivel nacional.

- Las correlaciones obtenidas del módulo de recarga E_R y el módulo presiométrico E_m pueden ser de gran utilidad, siendo el módulo de recarga E_R de gran importancia para el cálculo de asentamientos por el método de Baguelin (1978). Con la misma importancia que el módulo de recarga, la forma de obtener la presión límite por medio de correlaciones es importante para casos donde no se pueda llegar a esta presión, es por ello que las ecuaciones 119 a 121 pueden ser un gran aporte para las rocas marinas teniendo un coeficiente de correlación de 0.83 a 0.96. Y sumado a lo anterior, el poder obtener otros parámetros a partir del ensayo presiométrico es una buena forma de verificación como se mostró con los resultados del módulo de elasticidad de Young con el módulo presiométrico.
- Las correlaciones de la presión de fluencia para obtener la presión límite, es de gran importancia para las rocas, ya que muchas veces es difícil llegar a una presión límite durante la prueba, en especial en rocas muy duras. Es por ello que se reafirma que la relación de Walker y Jewell (1978) de 1.7 veces la presión de fluencia es igual a la presión límite en rocas. Estas es una de las relaciones mas importantes para el presiómetro y la obtención de resultados.

Referencias

- APAGEO. (2012). Modo operativo - Presiómetro de Ménard.
- ASTM Standard D4719-07. (2008). Standard Test Methods for Pressuremeter Testing in Soils. Annual Book of ASTM Standards, 04.08.
- Baguelin, F. (1982). Rules of Foundation Design Using Selboring Pressuremeter Test Results. *Symposium on the Pressuremeter Test and Its Marine Applications*. Paris: Technip.
- Baguelin, F., Bustamante, M., & Frank, R. A. (June de 1986). The Pressuremeter for Foundations: French Experience Use of In Situ in Geotechnical Engineering. *ASCE Geotechnical Special Publication, No. 6*.
- Baguelin, F., Jezequel, J., & Shields, D. (1978). *The pressuremeter and Foundation Engineering*. Clausthal - Zellerfeld, Germany: Trans Tech.
- Briaud, J. L. (1992). *The Pressuremeter* (Vol. 1). Texas, Texas A&M University, College Station, U.S.A.: A.A BALKEMA/ ROTTERDAM/ BROOKFIELD.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Eurocode 7 (1995) geotechnical design, part 1. Butterworth, 1987.
- CFE. (2010). Manual de Diseño de Obras Civiles. En *Pruebas de campo para determinar las propiedades de los suelos y enrocamientos*. Ciudad de México.
- Clarke, B. (1995). *Pressuremeter in Geotechnical Design* (First edition ed., Vol. 1). (C. & Hall, Ed.) Glasgow, U.K.: Blackie Academic & professional.
- Gambin, M. (1995). El éxito del presiómetro de Ménard. *Cuarto Simposio Internacional sobre Presiómetros*. Sherbrooke (Quebec), Canadá.
- Gambin, M., & Rosseau, J. (1975). *The Ménard Pressuremeter: Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design*. Revised 1988 (with Addendum), Sols soils.
- LCPC-SETRA Règles de justification des fondations sur pieux á partir des resultats des essais pressionométriques. Ministre de l'Urbanisme du Logement et des Transport, Paris, 1985.
- Mair, & Wood. (1987). *Pressuremeter Testing: Methods and Interpretation*. CIRIA Ground Engineering. London, Boston, Singapore, Sidney Toronto, Wellington: Butterworth.
- Ménard, L. (1975). *The Ménard Pressuremeter: Interpretation and application of the pressuremeter test results to foundation design* (26 ed.). Sols Soils.

- Mendoza Rivas, O. (2000). *El uso del Ensayo Presiométrico en el Diseño Geotécnico de una Cimentación Superficial*. Universidad Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, Distrito Federal.
- N.T.C.D.C.C. (2017). *Diseño y Construcción de Cimentaciones. Normas Técnicas Complementarias*.
- Obregón Herrera, E. (2013). *Aplicaciones del Presiómetro en la Caracterización Geotécnica de Suelos duros y Rocas blandas*. Universidad Autónoma de México, Ciudad de México.
- Vega, R., Daniel Martín, Fernández, M., & Carazo, I. (2014). Módulo presiométrico y su relación con la compresión simple en rocas. *Reunión Nacional de Mecánica de suelos e Ingeniería Geotécnica*. Pto. Vallarta Jalisco: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.