

# **Pilotes instalados en limos loésicos bajo solicitaciones laterales**

Pedro A. Arrúa

*A mis padres, esposa e hijo*

# Contenido

## **Capítulo 1: Introducción**

1.1 Aspectos generales .....	1
------------------------------	---

## **Capítulo 2: Aspectos relevantes**

2.1 Comportamiento tenso-deformacional de los suelos loésicos .....	5
2.2 Teoría de expansión de cavidades en suelos. ....	15
2.3 Pilotes sometidos a esfuerzos horizontales.....	18

## **Capítulo 3: Suelo limoso y ensayos de caracterización**

3.1. Introducción .....	27
3.2 Principales propiedades físicas del suelo utilizado .....	27
3.3 Probetas de suelo empleadas en la caracterización mecánica .....	32
3.4 Ensayos de compresión confinada .....	32
3.5. Desarrollo del Mini-Presiómetro de Cono (MPC) .....	33
3.6. Calibración .....	38

## **Capítulo 4: Comportamiento tenso-deformacional del loess en dirección horizontal**

4.1. Introducción .....	43
4.2 Compresión confinada en dirección vertical .....	43
4.3 Compresión confinada en dirección horizontal .....	46
4.4 Compresión confinada sobre muestras remoldeadas.....	48
4.5 Expansión minipresiométrica sobre muestras inalteradas.....	49
4.6 Expansión minipresiométrica sobre muestras remoldeadas .....	51
4.7 Expansión sobre muestras remoldeadas con incrustaciones nodulares .....	52
4.8 Expansión sobre muestras remoldeadas diferente relación de sobreconsolidación.....	53
4.9 Análisis de resultados.....	53
4.10 Discusión.....	64

## **Capítulo 5: Modelación del ensayo minipresiométrico en loess**

5.1 Introducción .....	66
5.2 Herramientas de predicción.....	66
5.3 Geometría y dispositivo en análisis.....	67
5.4 Soluciones analíticas para la expansión de cavidad cilíndrica .....	68
5.5 Solución numérica para la expansión de cavidad cilíndrica.....	73

## **Capítulo 6: Pilotes instalados en loess sometidos a cargas laterales**

6.1 Introducción .....	88
6.2 Modelo de comportamiento bidimensional .....	88
6.3 Pilotes instalados en suelos cohesivos.....	89
6.4 Pilotes instalados en suelos de grano grueso .....	93
6.5 Pilotes instalados en suelos de limosos .....	98
6.6 Conclusiones .....	126

## **Capítulo 7: Conclusiones**

7.1 Síntesis del comportamiento del loess bajo sollicitaciones laterales.....	129
7.2 Contribuciones al conocimiento realizadas en este trabajo .....	132
7.3 Recomendaciones para estudios futuros.....	133

<b>Referencias</b> .....	134
--------------------------	-----

<b>Anexo I: Lista de símbolos</b> .....	152
---	-----

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1 Aspectos generales

En terrenos donde se ubican estructuras de gran porte surge el problema de la transmisión de esfuerzos al suelo. Cuando el estrato superficial es poco resistente o presenta inestabilidad en su comportamiento ante modificación de las condiciones ambientales, la solución aceptada internacionalmente consiste en el empleo de fundaciones que transmiten los esfuerzos a mantos profundos de mayor resistencia (Randolph y Wroth 1978, Poulos y Davis 1980, Oteo Mazo 1980, Rodríguez Ortiz *et al.* 1982, Bowles 1988, Fang 1990, Prakash y Sharma 1990, Das 1999, Reese *et al.* 2005). Las fundaciones mediante pilotes, usualmente son diseñadas para transmitir esfuerzos en dirección vertical, pero pueden ser proyectadas para resistir cargas en dirección horizontal bajo comportamiento de flexión.

Los pilotes sometidos a sollicitaciones laterales solo pueden transferir las cargas al manto de suelo en el que se encuentran instalado. En estratos loésicos el comportamiento global de los sistemas es gobernado por las características tenso-deformacionales del suelo (Moll y Rocca 1991, Terzariol y Abonna 1992, Redolfi y Zeballos 1996, Clariá 2003, Rinaldi 2006). La parametrización se realiza mediante ensayos de laboratorio, ensayos de carga in situ o mediante correlaciones basadas en ensayos penetrométricos (Cassan 1982, Berry y Reid 1993, Francisca 2007) y en general, todos los métodos consideran los parámetros del suelo como valores “determinísticos” y en muy pocos casos se consideran valores probabilísticos, o la variabilidad espacial de los parámetros considerados (Harr 1987, Fenton 1997, Duncan 2000, Kulhawy y Phoon 2002, Phoon 2004).

En el caso de los suelos loésicos de la provincia de Córdoba, las propiedades físicas y mecánicas pueden variar notablemente en distancias muy cortas en el orden de los metros (Rocca *et al.* 2006). Por ejemplo, Rocca y Quintana Crespo (1997) advirtieron una importante variación de los asentamientos por colapso, cuando realizaron la zonificación de la ciudad de Córdoba.

Similares observaciones pueden realizarse a escalas mayores (regionales) y menores (locales). Esto se debe a la variabilidad de las propiedades de los suelos en escasos metros de distancia (Lambe y Withman 1968, Krahn y Fredlund 1983, Bowles 1988, Popescu *et al.* 1997, Frantziskonis y Breyse 2003, Dahbar y Verra 2006). De esta forma, la tendencia de utilizar para el diseño: propiedades medias de los suelos y factores de seguridad está siendo complementada por técnicas de “diseño basado en niveles de confiabilidad” (O’Neill 1986, Harr 1989, Fenton 1997, Ahammed y Merches 1997, Tandjiria *et al.* 2000, Duncan 2000, Al-Homoud 2000, Gutiérrez *et al.* 2002). Para ello, se utilizan un conjunto de propiedades fisico-mecánicas para el suelo considerado, en lugar de valores unívocos como los utilizados en los métodos basados en el computo de factores de seguridad (Harr, 1987).

El comportamiento de pilotes sometidos a cargas laterales ha sido ampliamente estudiado sobre arenas o arcillas. La respuesta del sistema se evalúa a través de los desplazamientos horizontales en la cabeza del pilote o la máxima carga admitida (Raes 1936, Rowe 1953, Matlock y Reese 1960, Brinch Hansen 1961, Reese 1964, Coyle y Reese 1966, Mattes y Poulos 1969, Randolph *et al.* 1978, Prakash *et al.* 1979, Poulos 1985, Sagaseta 1986). Sin embargo, en el caso de suelos loésicos, la mayoría de los estudios realizados se restringen al cálculo de capacidad de carga y

asentamientos bajo esfuerzos verticales (Nadeo y Videla 1975, Kalashnikova 1976; Krutov 1984; Alonso *et al.* 1985, Redolfi 1993). Los primeros esfuerzos en el estudio de pilotes sometidos a cargas laterales en suelos loésicos del centro de Argentina han sido efectuados por Terzariol (2006a-b) y DeNapoli (2006), quienes emplean análisis inversos para ajustar modelos numéricos a los resultados experimentales del sistema suelo-pilote.

Generalmente, las principales técnicas empleadas en la evaluación de pilotes sometidos a cargas horizontales son:

- Métodos empíricos basados en correlaciones. Estos diseños corresponden a análisis de capacidad de carga o deflexiones a partir de ensayos in situ, tales como el ensayo de penetración estándar, el ensayo de penetración estática, pruebas de hinca continua, ensayos presiométricos, o dilatométricos, entre otros.
- Métodos numéricos basados en curvas de transferencia de carga horizontal (curvas  $p-y$ ) sobre elementos discretos de pilote (resortes). Donde las propiedades de los resortes, se establecen a partir del comportamiento mecánico del suelo. Estos procedimientos permiten capturar la no linealidad del sistema y su variación con (1) la profundidad, (2) la degradación del módulo de reacción lateral con la deflexión, (3) el cambio en las condiciones ambientales, etc. Las curvas  $p-y$  usualmente son calibradas a partir de resultados experimentales o utilizando análisis numéricos inversos.
- Métodos numéricos (método de los elementos finitos, método de los elementos de contorno, etc.). Los códigos desarrollados en la actualidad permiten modelar el suelo y el pilote considerando diversos modelos constitutivos de material. Modelos de mayor complejidad poseen mayor cantidad de parámetros y en este aspecto radica la desventaja de estos procedimientos, debido a la ausencia, escasez o incertidumbre de los resultados experimentales.

Actualmente no es posible estimar la respuesta de pilotes sometidos a cargas laterales instalados en loess. En la práctica ingenieril se ha dado respuesta a este problema mediante alguno o varias de las siguientes alternativas:

- (I) Se adopta una solución en el diseño estructural que evite las acciones horizontales.
- (II) Se dimensionan los pilotes en base a experiencias previas y se efectúan ensayos de carga lateral para evaluar la respuesta del sistema suelo-pilote.
- (III) Se calculan las deflexiones para diferentes niveles de carga empleando parámetros del suelo bajo las condiciones más desfavorables, empleando los métodos desarrollados para arenas y arcillas. Finalmente se establece un factor de seguridad que contemple la incertidumbre de la estimación.
- (IV) Se calcula la resistencia última del pilote con los métodos desarrollados para arcillas y arena. Se establece un factor de seguridad que contemple la incertidumbre del proceso.

Esto pone de manifiesto, lo poco que se conoce sobre la respuesta del pilote bajo acciones laterales fundamentalmente por:

- (a) La carencia de información referida al comportamiento en dirección horizontal del loess que contemple la variabilidad de las propiedades del suelo
- (b) La ausencia en las metodologías de cálculo en la evaluación del nivel de confiabilidad de la estructura diseñada.

Respecto al punto (a), numerosos investigadores han empleado el ensayo presiométrico para la caracterización del comportamiento del suelos en dirección horizontal en arenas y arcillas

(Menard 1956, Gibson y Anderson 1961, Baghelin *et al.* 1978, Clarke *et al.* 1979, Wroth 1982, Briaud 1986, Schnaid y Houlsby 1990, Fahey y Carter 1991, Rollins *et al.* 1994, Yao 1996, Clarke 1996, Bosch 1996, Yu *et al.* 1996, Smith y Rollins 1997, Cudmani y Osinov 2001, Silvestri 2001, Schnaid *et al.* 2004, Silvestri 2004, Wenbing Yu 2002, Bouafia 2007). Pero la interpretación de los resultados obtenidos mediante este ensayo es compleja, debido a la falta de control sobre las variables que intervienen en el problema, por tratarse de un ensayo de campo (aleatoriedad, perturbaciones del medio en el muestreo, alteraciones en el medio, cambio en las condiciones ambientales, reducido volumen del macizo ensayado, etc).

Al punto (b), se le puede dar respuesta a través de la aplicación de técnicas numéricas como el diseño basado en niveles de confiabilidad. Diferentes autores han cuantificado la eficiencia de distintos sistemas mediante estas metodologías de análisis (Matsuo y Kuroda 1974, Haldar Tang 1979, Baecher *et al.* 1980, Ellingwood *et al.* 1980, Whitman 1984, Chowdhury 1984, Harr 1987, Cragg y Krishnasamy 1987, Barker *et al.* 1991, Popescu *et al.* 1997, Kulhawy y Phoon 2002, Frantziskonis y Breysse 2003, Phoon 2004). El problema reside, en que este tipo de aproximación aún no ha sido empleada para el estudio de pilotes sometidos a esfuerzos horizontales.

Los puntos (a) y (b), requieren el estudio de las propiedades físico-mecánicas del suelo en dirección horizontal, el desarrollo de una metodología experimental para su caracterización, la calibración de modelos de comportamiento, el desarrollo de las curvas de transferencia de carga para suelos loésicos en dirección horizontal, una metodología de cálculo para pilotes cargado lateralmente y la implementación de la técnica de diseño basado en niveles de confiabilidad.

Este libro posee como objetivo general analizar y estimar el comportamiento de pilotes sometidos a cargas laterales instalados en suelos loésicos.

La respuesta de estructuras instaladas en medios poroso, poseen comportamientos altamente dependiente del la interacción suelo-estructura. Para estudiar y comprender el comportamiento del loess en dirección horizontal se pretende abordar los siguientes objetivos específicos;

- Analizar la variabilidad de las propiedades físico/mecánicas
- Identificar los aspectos que controlan el comportamiento mecánico
- Establecer el nivel de anisotropía direccional del suelo loésico
- Caracterizar el comportamiento en dirección horizontal

Para llevar a cabo el estudio de la respuesta del suelo en dirección horizontal ante la aplicación de presión se requiere de un ensayo, con capacidad de aplicar solicitaciones horizontales y que permita simultáneamente el registro de las deformaciones. En consecuencia, se presenta el desarrollo de un experimento de laboratorio que permite aplicar y registrar, presiones y deformaciones horizontales, con control en la muestra de suelo del contenido de humedad y la presión vertical.

Para comprender las características de la respuesta y efecto que provocan los parámetros del suelo en el ensayo desarrollado (minipresiómetro), se presenta la implementación de simulaciones computacionales del experimento desarrollado y se estudia la respuesta del sistema cuantificando la variabilidad inherente del suelo.

Finalmente, para simular la respuesta de pilotes sometidos a solicitaciones laterales instalados en loess, se modifica un método de cálculo existente para que pueda ser aplicado a suelos loésicos. Se presenta una metodología para la aplicación del diseño basado en niveles de confiabilidad a pilotes sometidos a cargas horizontales. Se establecen las curvas de transferencia de carga horizontal para suelos loésicos (curvas  $p$ - $y$ ).

Para llevar a cabo los puntos enunciados, se realiza una recopilación de parámetros determinados en estudios de campo y laboratorio, relacionadas con el diseño de fundaciones profundas. Se ha revisado la bibliografía regional y estudios de suelos, empleando la información publicada en el mapa de suelos de la ciudad de Córdoba (Rocca y Quintana Crespo 1997, Dahbar y Verra 2006). Se han realizado ensayos de laboratorio típicos para corroborar y/o ampliar la información recopilada. Con los datos categorizados y ordenados, se realiza un estudio probabilístico para cada una de las propiedades del suelo relevantes para el diseño de pilotes sometidos a cargas laterales. Con esto se obtienen, los parámetros probabilísticos (valores esperados, máximos, mínimos, desviación estándar, coeficiente de variación, etc.)

En el cálculo de pilotes sometidos a esfuerzos horizontales es necesario conocer el módulo de deformación del suelo en dirección horizontal, para lo cual se ha desarrollado un dispositivo de ensayo experimental basado en la teoría de expansión de cavidades. Los parámetros del suelo y su variabilidad inherente, es analizada mediante métodos numéricos empleando la técnica de los elementos finitos junto a simulaciones computacionales para las soluciones analíticas del problema. Se cuantifica el efecto de la presión de confinamiento, de la presión de sobreconsolidación, la variación del contenido de humedad y la influencia de incrustaciones nodulares o tosquillas en la matriz de suelo (estructuración).

A partir de los resultados obtenidos, se establece un procedimiento para la construcción de curvas  $p$ - $\gamma$  en suelos loésicos.

Para la predicción del comportamiento de pilotes bajo cargas laterales se modifica un método basado en la viga sobre fundación elástica y se comparan los resultados obtenidos mediante el procedimiento propuesto con ensayos a gran escala realizados localmente. Con la caracterización probabilística del suelo se implementa el diseño basado en confiabilidad para el caso de pilotes sometidos a sollicitaciones laterales instalados en suelos loésicos.

## Capítulo 2

### Aspectos relevantes

#### 2.1 Comportamiento tenso-deformacional de los suelos loésicos

##### 2.1.1 Introducción

Los suelos loésicos se hallan distribuidos en una gran superficie del planeta y prácticamente en todos los continentes, sus características dependen de la edafogénesis y en general se encuentran en climas áridos o semiáridos. En Sudamérica se hallan principalmente concentrados en la zona central de Argentina en correspondencia con la provincia de Córdoba, al oeste de las Sierras Pampeanas originadas durante el plegamiento de la Cordillera de los Andes, cordón montañoso que define las principales áreas morfológicas de la región gobernando la ubicación de los principales depósitos de loess. La morfología de estos loess cuaternarios, es similar a los del resto del mundo, sedimentados en estratos con espesores que varían entre 20 y 60 metros. La génesis de estos depósitos justifica sus comportamientos mecánicos, altamente dependientes de las condiciones externas, caracterizados por su inestabilidad frente al humedecimiento y/o cambios en el estado tensional. En este capítulo se revisa la composición y estructura del loess, el comportamiento mecánico y la variabilidad de sus propiedades. De la bibliografía se han recopilado los datos que permiten efectuar análisis de sensibilidad y variabilidad espacial que permite establecer los coeficientes de variación para cada una de las propiedades investigadas.

##### 2.1.2 Composición y estructura de los loess argentinos

La actividad volcánica, durante la era terciaria y cuaternaria, ha provocado grandes depósitos de material piroclástico y es la responsable de las características generales de los loess (Bloom 1992). Los minerales que los componen, provienen tanto de la erosión de las Sierras de Córdoba, como de minerales de origen volcánico, principalmente andesita y rocas basálticas, abundando las plagioclasas y en menor medida cuarzo (Iriando 1990).

La estructura de las capas superiores en estos suelos, es propia de la deposición eólica (sistema eólico pampeano), y su sedimentación no ha sido continua. Los espesores promedios van desde 25m a 60m, con capas que tienen espesores menores a 2m, pudiendo reconocerse por lo menos diez de ellas (Teruggi y Imbellone 1992). Las partículas transportadas por el viento fueron atrapadas por la vegetación de manera que en numerosos ciclos se formaron los canalículos característicos de estos suelos de coloración marrón. Numerosos investigadores, entre ellos Frenguelli (1955), Polanski (1963), Sayago (1995), Iriando y Kröhling (1997), Panario y Gutiérrez (1999) han localizado y clasificado diferentes depósitos sedimentarios, evolución que ha sido reportada por Zarate (2003).

En la Tabla 2.1 se presenta los porcentajes de cada componente para cada una de las fracciones. La composición química, es la responsable de las características de estabilidad de la estructura del suelo (Tabla 2.2). La presencia de carbonatos cálcicos a humedad natural, y la interacción con el agua, la presencia de óxidos de hierro y yesos dominan los aspectos relevantes para la actividad ingenieril. Un análisis exhaustivo sobre la influencia de los componentes químicos en el comportamiento del suelo contemplando la fracción puzolánica fue realizada por Quintana Crespo (2005).

Algunos investigadores, sostienen que la presencia de arcillas y otros agentes cementantes, vinculan los puntos de contacto entre partículas de mayor tamaño (Rocca 1985, Rinaldi *et al.* 2001). La macro-porosidad, se atribuye a los vacíos generados por las raíces vegetales degradadas durante el proceso de formación (Mitchell 1993).

Tabla 2.1: Componentes en loess pampeano (Modificado de Teruggi, 1957)

Fracción	Constituyentes	Entorno	Valores medios	COV(%)*
Arena	Plagioclasas	65,0 - 20,0	33,0	68
	Labradorita– Oligoclasa– Andesita	1,0 – 10,0	6,0	25
	Cuarzo	2.0 – 30.0	20,0	23
	Vidrios volcánicos	1,0 – 25,0	15,0	26
	Partículas volcánicas	1,0 – 25,0	14,0	28
	Ópalos orgánicos	1,0 – 5,0	3,0	22
	Minerales pesados	0,7 – 1,5	1,2	11
Gruesa de limo	Vidrios volcánicos	15,0 – 60,0	35	21,4
Media de limos	Vidrios volcánicos	> 60,0	---	---
	Montmorillonita	> 20,0	---	---
Fina de limos	Vidrios volcánicos- Montmorillonita	> 75,0	---	---
Arcilla	Montmorillonita	90 – 95	92,5	0,9
	Vidrios volcánicos	< 10	---	---
	Cuarzo	< 10	---	---
	Feldespato	< 10	---	---
	Illita	< 10	---	---
	Kaolinita	< 10	---	---

\*Nota: los coeficientes de variación (COV) se establecen como la relación entre la desviación estándar y la media de una función de distribución de probabilidad gaussiana

### 2.1.3 Comportamiento mecánico del loess

El comportamiento mecánico de los suelos, esta gobernado por su estructura e interacción entre sus componentes (materia sólida, vacíos y fluido). Usualmente se los clasifica como estables o inestables entendiendo por materiales estables a aquellos cuyo comportamiento esta asociado a sus propiedades intrínsecas y factores mecánicos, mientras que la inestabilidad se atribuye a comportamientos emergentes producto de la presencia de factores externos a la masa de suelo.

En suelos como limos arenosos o limos arcillosos tipo loésicos, la inestabilidad se atribuye a la disminución rápida de volumen (Jennings y Knight 1957), producida por el aumento aislado o combinado del contenido de humedad ( $\omega$ ), grado de saturación ( $S_r$ ), tensión media actuante ( $\sigma$ ), tensión de corte ( $\tau$ ), o por el aumento en la presión de poros ( $u$ ) (Zur y Wiseman, 1973).

Las causas que provocan la disminución del grado de saturación en el suelo son diversas, entre ellas se pueden enunciar a la evaporación de la superficie en suelos descubiertos, evapotranspiración de árboles y plantas o desecación por la transmisión de energía en forma de calor (Fredlund y Rahardjo 1993), por el contrario el humedecimiento puede producirse por inundación local del suelo por precipitaciones, filtraciones de agua producto de roturas de cañerías de conducción (Redolfi 1993), ascenso del nivel freático, modificaciones del régimen de evaporación superficial o irrigación en terrenos cercanos.

Tabla 2.2: Valores estadísticos de la composición química del loess. (Modificado de Teruggi, 1957)

Comp.	Mín. (%)	Máx. (%)	Media (%)	Desv. Estandar	COV(%)*
SiO <sub>2</sub>	57,16	71,70	64,43	2,42	3,76
Al <sub>2</sub> O <sub>2</sub>	12,00	17,72	14,86	0,95	6,42
TiO <sub>2</sub>	0,65	1,1	0,875	0,08	8,57
Fe <sub>2</sub> O <sub>2</sub>	3,11	6,70	4,905	0,60	12,20
CaO	1,65	4,00	2,825	0,39	13,86
MgO	1,00	1,90	1,45	0,15	10,34
K <sub>2</sub> O	1,56	2,31	1,935	0,13	6,46
Na <sub>2</sub> O	1,4	3,1	2,25	0,28	12,59
H <sub>2</sub> O	0,50	8,35	4,425	1,31	29,57

\*Nota: los coeficientes de variación (COV) se establecen como la relación entre la desviación estándar y la media de una función de distribución de probabilidad gaussiana

A los fines ingenieriles, resulta de interés conocer la potencialidad de colapso y las magnitudes que puede adoptar. A macro-escala, y a niveles de presión moderadamente baja (10kPa) el comportamiento del suelo aparenta una situación contradictoria en el principio de tensiones efectivas, debido a que el aumento del contenido de humedad, produciría una disminución de las presiones efectivas, y en consecuencia debería producirse una expansión. Por el contrario, se produce una disminución significativa en la relación de vacío del suelo, fenómeno que puede ser explicado a través de la mecánica de suelos no saturados (Bishop 1960, Alonso y Lloret 1982, Fredlund y Rahardjo 1993, Mitchell 1993, Lu y Likos 2004).

Las condiciones para que la disminución repentina de volumen tenga lugar, requiere de tres condiciones (a) Estructura abierta parcialmente saturada, (b) una profundidad tal que las tensiones produzcan una estructura de suelo meta-estable y (c) fuerzas debido al cementante entre partículas que establezca la fábrica cuando esta seca o a humedad natural (Mitchell 1976, Collins 1978).

Estas condiciones permiten comprender el fenómeno a micro-escala caracterizado por el ingreso de agua en la masa de suelo, debilitamiento de los puentes cementante entre partículas correspondientes a la fracción gruesa y falla en el contacto por exceso de tensiones de corte. En consecuencia el líquido que ingresa a la masa de suelo posee influencia en la magnitud de los asentamientos, debido a la interacción química del líquido saturante y la fracción arcillosa (Reginatto 1971).

Diversos investigadores han intentado caracterizar el suelo colapsable a partir de parámetros físicos de suelos, tales como peso unitario, límites de consistencia, granulometría y ensayos de

inundación entre otros (Denisov 1951, Gibbs y Bara 1967), que permitan establecer fácilmente la magnitud del colapso.

La necesidad de establecer la disminución de volumen en la masa de suelo mediante procedimientos sencillos, ha llevado a numerosos autores a diseñar metodologías basadas en pruebas edométricas que establecen niveles de colapso en espacios discretos, para luego extrapolar las deformaciones unitarias al estrato de suelos colapsable (Jenning y Knight 1957, Feda 1967, Bally *et al.* 1973, Milovic 1981, Lin y Liang 1982, Lin y Wang 1988, Feda 1988, ASTM 1993). Algunas divergencias en los resultados obtenidos por estos procedimientos experimentales han sido atribuidas a la zonificación del humedecimiento en campo y en consecuencia algunos investigadores han sugerido que debe considerarse el volumen de suelo humedecido durante este tipo de estimaciones (Lin y Liang 1982).

Sin embargo, el fenómeno de colapso puede evaluarse mediante cualquier ensayo que aplique carga bajo condiciones de humedad controlada. Ejemplo de estos ensayos se presentan en la Figura 2.1 y corresponden a los ensayos edométricos, presiométricos o de plato de carga (Schnaid *et al.* 2004), entre otros.

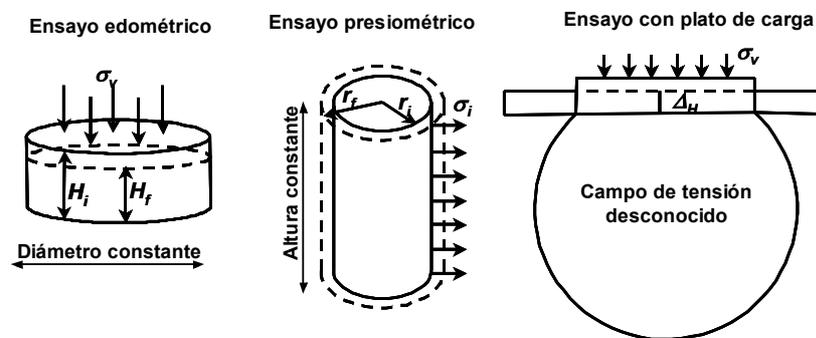


Figura 2.1: Condiciones de borde para diferentes ensayos de colapsabilidad (Schnaid *et al.* 2004)

Ayadat y Hanna (2007) realizan un estudio experimental, donde establecen cualitativamente y cuantitativamente el colapso del suelo mediante la caída de cono en laboratorio sobre muestras de suelo talladas en un molde edométrico. Los autores muestran que es posible obtener el potencial de colapso mediante la ecuación:

$$CP = a_2 \ln \left( \frac{P}{P_{lim}} \right) + 1$$

Donde,  $CP$  = potencial de colapso,  $a_2$  = parámetro geométrico,  $P$  = penetración del cono,  $P_{lim}$  = penetración límite del cono. El coeficiente  $a_2$  puede establecerse mediante las expresiones:

$$a_2 = \lambda = 0,04 c_u + 6 \quad (P_{lim} \leq 2,5)$$

$$a_2 = \lambda + 7 \quad (2,5 < P_{lim} \leq 4,5)$$

$$a_2 = -\frac{\lambda}{2} + 33 \quad (P_{lim} > 4,5)$$

Donde,  $\lambda$  = es un coeficiente que puede establecerse con la primer expresión de las ecuaciones anteriores.

En los ensayos de plato de carga efectuados en loess, se observan bruscos descensos al saturarse el suelo con valores de asiento 10 a 20 veces mayor al que corresponde en condiciones de humedad natural (Nuñez *et al.* 1970). La desventaja de este tipo de procedimientos reside en la dificultad de extrapolar los resultados a prototipos de fundaciones, para la estimación de asentamientos por la incertidumbre en la masa de suelo involucrada (Houston y Houston 1997).

La estructura macroporosa posee una relación entre tensión y deformación, gobernada por los esfuerzos que se producen entre los vínculos y puntos de contacto entre partículas. Cuando las tensiones superan la resistencia de los vínculos, se produce el desmoronamiento de la estructura del suelo, dando como resultado una totalmente distinta y mejorada en cuanto a su estabilidad.

Si se grafica en escala semi-logarítmica la presión y la deformación unitaria porcentual, la curva edométrica puede ser modelada con dos rectas, que caracterizan el tramo de recarga y el de carga. Generalmente se acepta que el punto de intersección entre estas dos rectas corresponde a una presión denominada de fluencia ( $p_f$ ) a partir de la cual el comportamiento del suelo cambia significativamente. Otra alternativa para el cálculo de las presiones de fluencia consiste en la utilización de los métodos clásicos de la mecánica de suelos tales como el propuesto por Casagrande (1936). En general ambos métodos arrojan valores similares con diferencias menores a la producida por la variabilidad inherente en las propiedades del suelo.

La potencialidad al colapso del suelo, para un estado de carga definido puede establecerse, en relación a la presión de fluencia. De este modo, se denomina suelo potencialmente colapsable si la presión geo-estática es inferior a la presión de fluencia y autocolapsable si es mayor a ésta.

Un método que se emplea frecuentemente en la práctica geotécnica y que brinda excelentes aproximaciones para establecer la colapsabilidad a un nivel de carga definido, se basa en el procedimiento propuesto por Jennings and Knight (1975) y realizado por Redolfi (1993), quien presenta el comportamiento de dos muestras de un mismo estrato, en diferentes condiciones de carga y humedad. Los resultados fueron graficados en un espacio de presión y deformación unitaria.

En cuanto a los ensayos del tipo presiométrico, los primeros antecedentes en la modelación del comportamiento de suelo no saturado, que evalúan el colapso, han sido presentados por Schnaid *et al.* (2004). Estos autores plantean el problema a partir del modelo Cam Clay, y superficies de estado que contemplan la succión como función de las tensiones. A partir de ello, las modelaciones que emplean parámetros obtenidos con el presiómetro muestran pequeñas diferencias respecto a los que han sido parametrizados con ensayos edométricos. Esta situación puede deberse a que en la dirección horizontal el comportamiento no es igual al vertical y que la masa de suelo involucrada es diferente. La Figura 2.2, presenta la curva tipo de presión expansión, mostrando el colapso del suelo a una presión de 350 kPa.

Finalmente, el empleo del ensayo de penetración estándar para caracterizar la magnitud del colapso no es del todo aceptado por algunos investigadores (Núñez 1970, Reginatto 1971, Rocca 2006) debido a que existe influencia del grado de saturación y cementación que no pueden ser cuantificados mediante este procedimiento. Sin embargo, es posible obtener entornos de comportamiento, lo que permite establecer la magnitud máxima probable de colapso. En este sentido, Francisca (2007) propone una expresión que relaciona el número de golpes del ensayo de penetración estándar ( $N$ ) y el máximo coeficiente de colapsabilidad ( $\delta_r = \varepsilon_{hn} - \varepsilon_{sat}$ ) mediante la expresión:

$$\delta_r = \delta_0 e^{-0.13N}$$

Donde  $\varepsilon_{hn}$  = deformación unitaria a humedad natural en el ensayo edométrico para 100 kPa y  $\varepsilon_{sat}$  = deformación unitaria saturado en el ensayo edométrico para 100 kPa y  $\delta_0 = 12\%$ . El coeficiente  $\delta_0$ , puede establecerse para otros niveles de tensión de referencia.

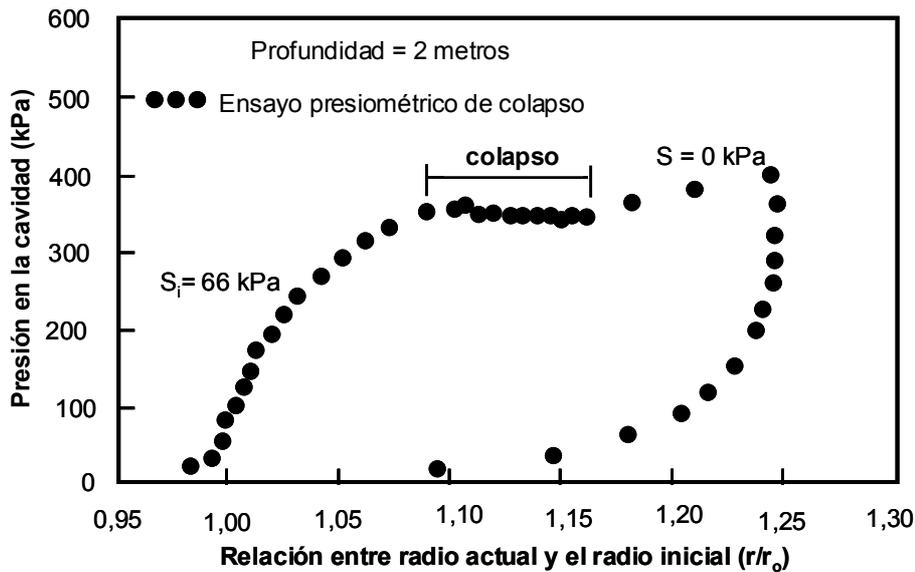


Figura 2.2: Ensayo presiométrico para evaluación de colapso (Schnaid *et al.* 2004)

En la práctica, resulta de interés establecer correlaciones entre el módulo edométrico y el número de golpes del ensayo de penetración estándar. Francisca (2007), muestra que para un mismo número de golpes, el módulo edométrico a 100 kPa ( $M_{100}$ ) es mayor en muestras con partículas nodulares que en muestras sin estas incrustaciones. Mientras que para muestras saturadas, el número de golpes puede relacionarse con el módulo edométrico a 100 kPa de la siguiente manera:

$$M_{100}(kPa) = 750 e^{0,1N}$$

Donde,  $N$ = número de golpes del ensayo de penetración estándar y el coeficiente 750 aproxima al 87% de los datos relevados. Todos los módulos quedan dentro de la zona de influencia al número de golpes si se adoptan coeficientes de  $750 \pm 250$ .

Mediante la teoría de elasticidad, también es posible establecer una relación entre el módulo de elasticidad ( $E$ ) y el módulo de corte ( $G$ ), mediante:

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

A partir de lo cual, Clariá (2003) mide el módulo de corte en muestras de suelo a diferentes contenidos de humedad, para caracterizar la influencia de la modificación del grado de saturación. Y sobre muestras inalteradas, remoldeadas y saturadas, evalúa la influencia de la estructuración a partir del módulo de corte para diferentes niveles de presión vertical. Con la velocidad de ondas de corte ( $v_s$ ) y la densidad de la masa de suelo ( $\rho$ ) obtiene la magnitud del módulo de corte ( $G_{max}$ ) mediante:

$$G_{max} = \rho v_s^2$$

En los suelos, el módulo de corte, sufre un decaimiento con el incremento de la deformación por corte. En los limos loésicos, este efecto ha sido caracterizado por Clariá (2003) mediante el ensayo de columna resonante para muestras con diferentes contenidos de humedad.

Los ensayos triaxiales son empleados frecuentemente para establecer los parámetros de resistencia al corte del criterio de fluencia de Mohr-Coulomb. El contenido de humedad o el grado de saturación influye en la estimación de estos parámetros y ha sido caracterizado por la mecánica de suelos no saturados por Fredlund y Rahardjo (1993).

Los resultados obtenidos en laboratorio, verifican que suelos loésicos con mayor grado de saturación presenta menor rigidez para cualquier nivel de confinamiento. Rinaldi y Capdevila (2006), sugieren que el comportamiento del suelo posee endurecimiento luego de la fluencia, la cual puede ser establecida a partir de la intersección de dos rectas con pendientes definidas por los tramos iniciales y finales de los ensayos. Los autores evalúan la fabrica del suelo (estructuración del loess), ensayando muestras reconstituidas, al peso unitario natural.

En los ensayos triaxiales efectuados por Núñez *et al.* 1970, se verifica que la resistencia al corte no drenada varía notablemente con el grado de saturación, posiblemente por el colapso de la estructura interna. El parámetro de cohesión es el que mayor variación posee, mientras que el ángulo de fricción ( $\phi_u$ ) tiende a cero para valor de succión pequeña.

En el caso de ensayos triaxiales drenados la bibliografía indica que el ángulo de fricción para los limos arcillosos oscila alrededor de 28° (Das 1999), mientras que las mediciones locales indican variaciones alrededor de 24° bajo condiciones saturadas (Rocca *et al.* 2006).

Reginatto (1971), indica que la estimación indirecta de la resistencia al corte en estos suelos por medio de ensayos in situ como el de penetración estándar, presentan limitaciones, debido a la fuerte dependencia entre el contenido de humedad y la presencia de nódulos o cementación en la resistencia al corte.

Rollins *et al.* (1988), obtuvieron que la resistencia de punta en el ensayo CPT realizado de acuerdo al procedimiento propuesto por el ASTM D-2441-86 en Nephi, UTAH-USA, es de 3000 a 5000 kPa bajo contenidos de humedad del 7% al 10 % y decrece hasta valores próximos a 1000 kPa y 2000 kPa con el humedecimiento del suelo.

#### 2.1.4 Variabilidad de las propiedades físicas y mecánicas

Las propiedades tenso-deformacionales del suelo, son de importancia en el diseño y análisis de estructuras civiles, cualquiera sea la metodología utilizada durante la construcción. Los métodos de cálculo se basan en la utilización de parámetros físico-mecánicos del suelo obtenidos a partir de ensayos de laboratorio, ensayos de carga in situ o mediante correlaciones basadas en ensayos penetrométricos. En general, todos los métodos consideran los parámetros del suelo como valores “determinísticos” y en muy pocos casos se consideran valores probabilísticos, o la variabilidad espacial de los parámetros considerados. Las propiedades físicas y mecánicas pueden variar ampliamente en distancias muy cortas especialmente en las zonas de terrazas, lo que conduce a importantes variaciones de los asentamientos por colapso (Rocca y Quintana Crespo 1997). Esto se debe a la variabilidad de las propiedades de los suelos en escasos metros de distancia (Lambe y Withman 1968, Bowles 1988, Popescu *et al.*, 1997). De esta forma, la tendencia de utilizar para el diseño, propiedades medias o mínimas de los suelos y factores de seguridad está siendo reemplazada por técnicas de “diseño basado en niveles de confiabilidad” (O’Neill 1986, Harr 1989, Ahammed y Merches 1997, Tandjiria *et al.* 2000, Al-Homoud y Tahtamoni 2000, Gutiérrez *et al.* 2002). En este ultimo caso, resulta de interés conocer que tan lejos se está de la falla o cual es la probabilidad de falla de una estructura. Para ello, se utilizan un conjunto de propiedades físico-mecánicas para el suelo considerado, en lugar de valores unívocos como los utilizados en los métodos basados en el computo de factores de seguridad (Harr, 1987).

En ausencia o escasez de datos para realizar un análisis de carácter estadístico, poseer una guía sobre los probables rangos de las propiedades del suelo o el coeficiente de variación en análisis

de primer orden, resulta de gran utilidad. Las propiedades estadísticas de suelos reportadas en la literatura, desafortunadamente no están disponibles para su uso general, principalmente porque la estadística fue determinada de un análisis de variabilidad total que implícitamente asume una fuente de incerteza uniforme que no contempla la variabilidad inherente, los errores de medición y las incertezas de la transformación (Figura 2.3).

La primera es producto del proceso geológico que provocó la formación de la masa de suelo, la segunda fuente se atribuye generalmente al equipamiento, procedimiento, operador y efectos aleatorios en la medición. La tercera fuente de incerteza se produce al introducir las mediciones de campo o de laboratorio como parámetros de un modelo analítico, numérico o empírico.

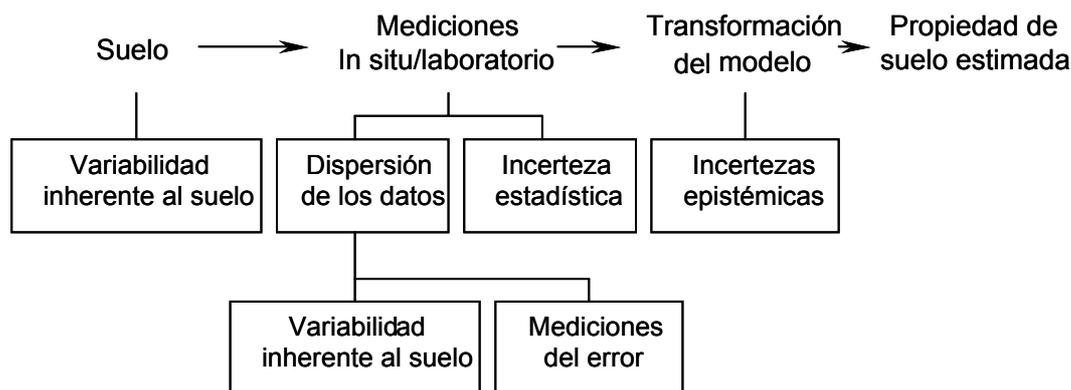


Figura 2.3: Estimación de la incerteza para propiedades de suelo (Kulhawy 1992)

A los fines de efectuar un análisis que brinde mayor certeza en los parámetros regionales del suelo a utilizar en la etapa de diseño de obras de ingeniería, es necesario generar parámetros e índices probabilísticos.

Los parámetros de suelo de mayor relevancia que debieran formar parte de una base de datos para su utilización en procesos de cálculo corresponden a la resistencia al corte no drenada (laboratorio e in situ), ángulo de fricción interna, cohesión aparente, módulos de elasticidad, módulos de presiómetro o dilatómetro y los índices de caracterización como el contenido de humedad natural, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, peso unitario seco, peso unitario saturado, peso unitario a humedad natural, densidad relativa, superficie específica, relación de vacíos, etc sobre los cuales se tendrá que establecer los coeficientes de correlación entre cada uno de ellos. La Tabla 2.3 presenta un relevamiento de algunos de los parámetros físico-mecánicos más importantes de los suelos locales. Notar que no se ha encontrado información detallada de las condiciones de ejecución de los ensayos mecánicos, ni características sobre la geomorfología de las muestras analizadas.

Tabla 2.3: Parámetros geotécnicos relevados de publicaciones regionales

Fuente	Nº Ens.	Entorno		Valor Medio	Desviación Estándar	COV (%)
		Mín.	Máx.			
Peso Unitario Seco (kN/m <sup>3</sup> )						
Reginatto (1970)	---	12,00	13,50	12,75	0,25	2,00
Núñez <i>et al.</i> (1970)	5	11,20	13,05	12,13	0,31	2,50
Rocca (1985)	---	10,50	11,00	10,75	0,08	0,78
Moll <i>et al.</i> (1991)	---	10,50	14,00	12,25	0,22	1,8

Fuente	Nº Ens.	Entorno		Valor Medio	Desviación Estándar	COV (%)
		Mín.	Máx.			
Zeballos y Redolfi (1997)	8	13,00	13,41	13,21	0,07	0,52
Clariá y Rinaldi (1998)	6	12,20	13,89	13,05	0,28	2,10
Francisca <i>et al.</i> (2002)	---	12,20	14,50	13,35	0,38	2,80
Dahbar y Verra (2006)	185	11,2	16,5	13,2	0,07	5,3
Peso Unitario Húmedo (kN/m <sup>3</sup> )						
Núñez <i>et al.</i> (1974)	5	12,30	14,40	13,35	0,35	2,62
Francisca <i>et al.</i> (2002)	---	14,90	16,80	15,85	0,32	2,02
Límite Líquido (%)						
Núñez <i>et al.</i> (1974)	5	27,00	30,00	28,50	0,5	1,75
Francisca <i>et al.</i> (2002)	---	20,80	32,20	26,50	1,9	7,17
Dahbar y Verra (2006)	216	17	39	24,2	2,66	11,0
Índice Plástico (%)						
Núñez <i>et al.</i> (1974)	5	8,00	10,00	9,00	0,33	3,70
Clariá <i>et al.</i> (2003)	---	4,00	12,00	8,00	1,33	16,6
Índice Plástico (%)						
Francisca <i>et al.</i> (2002)	---	6,00	8,00	7,00	0,33	4,71
Dahbar y Verra (2006)	215	0,3	12,5	4,58	1,93	42,0
Relación de Vacíos						
Núñez <i>et al.</i> (1970)	5	1,02	1,38	1,20	0,06	5,00
Gravedad Específica						
Núñez <i>et al.</i> (1974)	5	2,64	2,66	2,65	0,0033	0,13
Clariá (2003)	1	---	---	2,69	---	---
Aiassa (2006)	1	---	---	2,68	---	---
Máximo Peso Unitario (Proctor Estándar) kN/m <sup>3</sup>						
Roca (1985)	---	16,00	17,9	16,95	0,31	1,87
Francisca <i>et al.</i> (2002)	---	16,00	17,80	16,90	0,3	1,77
Aiassa (2006)	---	---	---	17,2	---	---
Ángulo de fricción (°)						
Núñez <i>et al.</i> (1974)	5	21,00	25,00	23,00	0,33	1,45
Francisca <i>et al.</i> (2002) CD	---	26,00	30,00	28,00	0,67	2,38
Dahbar y Verra (2006) UU	52	0	22	11	5,5	49

Fuente	Nº Ens.	Entorno		Valor Medio	Desviación Estándar	COV (%)
		Mín.	Máx.			
Cohesión (kPa)						
Núñez <i>et al.</i> (1974)	5	50	60	55	1,67	3,03
Dahbar y Verra (2006)	52	0	23,5	18	0,23	13
Resistencia a la penetración Nro. de golpes (STP)						
Rocca <i>et al.</i> (1994) <sup>(+)</sup> L1	29	---	---	7,00	4,43	63,3
Resistencia a la penetración Nro. de golpes (STP)						
Rocca <i>et al.</i> (1994) <sup>(+)</sup> L4	29	---	---	7,00	4,43	63,29
Dahbar y Verra (2006)	281	5	130	32	15,5	47,8
Módulo edométrico para contenido de humedad natural. (kN/m <sup>2</sup> )						
Francisca <i>et al.</i> (2002)	---	1500	8000	4750	1083	22,80
Módulo edométrico cuando el suelo está saturado (kN/m <sup>2</sup> )						
Francisca <i>et al.</i> (2002)	---	1000	4000	2500	500	20,00
Humedad Natural (%)						
Clariá y Rinaldi (1998)	---	18,4	23,95	21,17	0,925	4,37
Zeballos y Redolfi (1996)	8	9,63	12,59	11,13	0,493	4,40
Clariá <i>et al.</i> (2000)	---	12,00	18,00	15,00	1,00	6,67
Presión de fluencia (kPa)						
Rocca <i>et al.</i> (1994) <sup>(+)</sup> L2A	67	---	---	85,00	0,84	0,98
Dahbar y Verra (2006)	200	10	5,4	0,53	0,31	58

Cuando se menciona el complejo litológico 1 se hace referencia al aluvión moderno formado por limos arenosos oscuros y arcillas limosas ubicadas en la zona céntrica de la ciudad de Córdoba, con espesor medio de 2,6m, cuya clasificación en el sistema unificado corresponden a CL, ML, SM, OL. El complejo litológico 2A corresponde a loess pampeano que mantiene las características y estructuras primarias, depositados en los períodos interpluviales cuaternarios y por su ubicación geológica no sufrieron modificaciones durante su historia geológica posterior, cuya clasificación en el sistema unificado es CL-ML, limos y arcillas inorgánicos de baja plasticidad. El complejo litológico 2B es el más difundido en la ciudad de Córdoba, compuesto por capas de limos loésicos o loess secundarios que por diversas razones no conservan las propiedades originales del momento de su sedimentación. Posee un espesor medio de 6,5 m cuya clasificación corresponde a CL, ML, SM. El complejo litológico 4 se encuentra localizado en las cercanías del cauce del Río Suquia y centro de la ciudad y caracterizados geotécnicamente en 1970 (Reginato). En etapas anteriores de investigación se creía que estos representaban el basamento arcilloso sobre el cual se depositaba el loess pampeano, pero actualmente hay evidencias de la existencia de otras capas loésicas debajo de él (Rocca, 1991). Son arcillas de alta plasticidad, color pardo rojizo oscuro, que corresponden a los grupos ML, CL, MH, CH de la clasificación unificada, que tienen un espesor medio de 7,4m.

## 2.2 Teoría de expansión de cavidades en suelos

### 2.2.1 Introducción

La teoría de expansión de cavidades trata el estudio teórico de los campos de tensión y desplazamientos alrededor de una cavidad sometida a una presión interna en un medio de comportamiento lineal o no lineal. En las últimas tres décadas esta teoría ha encontrado gran aplicación en el diseño y análisis de problemas geotécnicos, entre los cuales se puede mencionar la capacidad de carga de fundaciones mediante pilotes, anclajes, excavación de túneles, estabilidad de perforaciones verticales, ensayos de campo como los de penetración estático-dinámicos e incluso ensayos presiométricos (Palmer y Mitchell 1971, Vesic 1972, Baguelin *et al.* 1972, Collins y Yu 1996, Yu 2000, Cudmani y Osinov 2001, Brown *et al.* 2003, Mastilovic *et al.* 2004).

El problema se formula en coordenadas polares, para lo cual existen las alternativas de soluciones analíticas o soluciones numéricas. Adicionalmente se requiere del empleo de modelos constitutivos que describan el comportamiento tenso-deformacional del suelo.

En geotecnia, los ensayos de campo son una herramienta de gran importancia, para la evaluación del comportamiento tenso-deformacional del suelo. Es así que se han desarrollado diversos dispositivos que aplican esfuerzos a la masa de suelo para medir deformaciones o desplazamientos. En este capítulo se revisan los conceptos teóricos en la formulación del problema de expansión de cavidades, y sus aplicaciones a los ensayos presiométricos en sus diferentes variantes. Se analizan las ventajas y desventajas descritas por diferentes autores y el modo en que pueden emplearse los resultados de la curva de expansión para caracterizar el comportamiento de suelos granulares y cohesivos.

### 2.2.2 Ecuación para la expansión de cavidad

La ecuación diferencial que gobierna el problema de expansión se obtiene del planteo de equilibrio de fuerzas en un elemento representativo en un esquema de tensión plana. La Figura 2.4 presenta un elemento diferencial, referido a un sistema de coordenadas polares, en donde la posición del elemento se define mediante un ángulo  $\theta$  y un radio  $r$ . La componente normal en la dirección radial se denomina  $\sigma_r$ , la componente en la dirección circunferencial se denomina  $\sigma_\theta$  y la componente de cortante  $\tau_{r\theta}$ . Cada símbolo representa el estado tensional en el punto de coordenada  $(r; \theta)$  correspondiente al centro del elemento  $E$ .

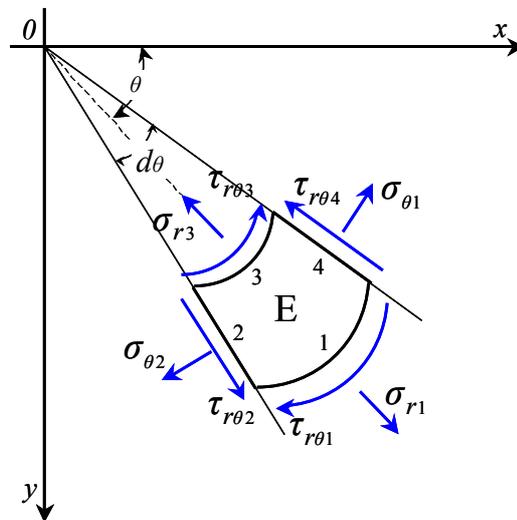


Figura 2.4: Elemento diferencial en coordenadas polares

Con cada una de las tensiones indicadas en la Figura 3.1, se establece el equilibrio para obtener la ecuación empleada en los problemas geotécnicos de expansión de cavidades. El procedimiento para su obtención puede consultarse en el Apéndice I.

$$r \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \sigma_r - \sigma_\theta = 0$$

La dificultad de la solución de esta ecuación depende de las simplificaciones que se esté dispuesto a aceptar para representar el comportamiento de un suelo y sus condiciones de contorno.

### 2.2.3 Aplicación de la teoría de expansión a la mecánica de suelos

Los ensayos de campo son una herramienta de gran importancia en la evaluación del comportamiento tenso-deformacional del suelo. Siguiendo tal fin, se han desarrollado numerosos dispositivos que aplican esfuerzos a la masa de suelo sobre la cual descansan las estructuras donde se miden deformaciones o desplazamientos. Los ensayos de penetración (estático o dinámico) y los ensayos presiométricos son procedimientos indirectos empleados frecuentemente como ensayos *in-situ* para la determinación de parámetros característicos del suelo o propiedades fundamentales como el módulo de elasticidad, el ángulo de fricción o la resistencia al corte no drenada (Houlby 1990, Salgado *et al.* 1993). Diferentes autores han mostrado que es posible interpretar estos ensayos mediante la teoría de expansión de cavidades, mostrando ajustes interesantes entre la teoría y los resultados obtenidos en arenas y arcillas (Fukagawa *et al.* 1990, Fahey y Carter 1991, Houlby y Carter 1993, Nutt y Houlby 1995, Bosch 1996, Schnaid *et al.* 2004, Monnet 2007).

### 2.2.4 Principio del ensayo presiométrico

El ensayo presiométrico se basa en el empleo de una perforación para evaluar el comportamiento mecánico del suelo. Los primeros antecedentes se remontan a la década del '30, donde el ensayo de carga lateral podía efectuarse con un dispositivo constituido por una única celda inflada con gas que transmite esfuerzos a las paredes de la cavidad, con lo cual era posible trazar las curvas de presión-deformación (Koegler, 1930). Los resultados de este primitivo presiómetro eran de difícil interpretación y cayó rápidamente en desuso (Baguelin *et al.* 1978).

Menard (1956) propone un aparato para ensayo de suelos, que permite *medir la compresibilidad y la tensión del suelo directamente en el lugar*". El autor señala: "*la ventaja de mi aparato radica en que se obtiene inmediatamente y a bajo costo los resultados de las características del suelo requeridas para el cálculo de fundaciones y el control de compactación en presas de materiales sueltos con resultados confiables para todo tipo de suelo*".

El ensayo consiste en registrar los desplazamientos del suelo para diferentes profundidades en función de la presión en el interior de la celda y el tiempo requerido para el incremento de presión. Las características físicas y mecánicas del suelo se deducen a partir de las curvas de donde se puede establecer el módulo presiométrico ( $E_p$ ) como:

$$E_p = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

donde  $\nu$ = coeficiente de poisson,  $V_0$ = volumen inicial,  $V_m$ = volumen medio para el cual se establece el cociente de los incrementos de presión ( $\Delta P$ ) y de volumen ( $\Delta V$ ) (ASTM 2000).

Menard propone que la relación entre el módulo presiométrico ( $E_p$ ) y el módulo de Young ( $E$ ) puede establecerse dividiendo el módulo del presiómetro por un factor " $\alpha$ " comprendido entre 0

y 1 dependiendo de las características del suelo y de las condiciones ambientales ( $\alpha = 0,75$  para arcillas sobreconsolidadas y  $\alpha = 0,33$  para arenas). Figura 2.5

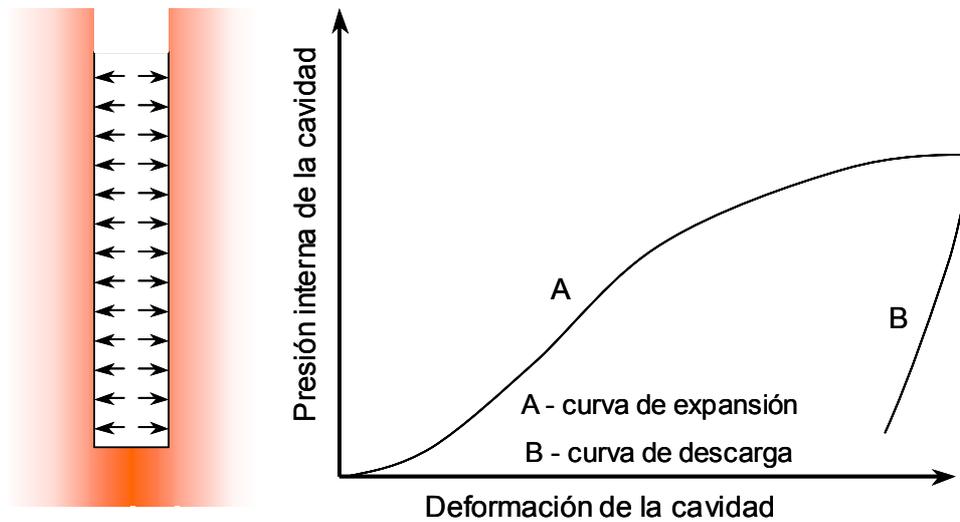


Figura 2.5: Curva presiométrica (curvas de expansión)

Una de las desventajas del dispositivo radican en la perturbación efectuada al medio, durante la etapa de excavado. Debido a esto, se han desarrollado diferentes modificaciones del presiómetro que generalmente se relacionan con el modo de instalación en el terreno. Usualmente se clasifican en tres tipos: (a) presiómetros pre-excavados “e.g. Menard” (Wroth 1982, Jefferies 1988), (b) presiómetros auto-perforadores “e.g. Camkometer” (Cudmani y Osinov 2001, Silvestri 2003, Yu y Collins 2003) y (c) presiómetros hincados “e.g. De gran desplazamiento” (Houlsby y Withers 1988, Schnaid 1990, Houlsby 1990)

Desde los principios del ensayo presiométrico, se destacó el problema de estos dispositivos para determinar propiedades in situ como la resistencia al corte no drenada (Cassan 1982, Penumadu y Chameau 1997), el módulo de corte y la presión en reposo de las tierras.

Menard, indica que los valores de resistencia al corte no drenada obtenidos con la prueba presiométrica son claramente superiores a los obtenidos con los ensayos triaxiales de laboratorio, los ensayo de la veleta o el penetrómetro. Como consecuencia de esto, propone efectuar la siguiente corrección en la estimación de la resistencia al corte no drenado a partir de la presión límite y módulo presiométrico:

$$c_u = \frac{p_l - p_0}{5,5} \text{ para } \frac{E_p}{p_l - p_0} = 10$$

$$c_u = \frac{p_l - p_0}{6,4} \text{ para } \frac{E_p}{p_l - p_0} = 15$$

Donde  $c_u$  = resistencia al corte no drenado,  $E_p$  = módulo presiométrico,  $p_l$  = presión límite y  $p_0$  = presión inicial en la determinación del módulo presiométrico.

Para arenas medianamente densas, la relación que existe entre el módulo de corte ( $G$ ) y el módulo presiométrico ( $E_p$ ) es prácticamente lineal. Renoud-Lias (1978) propone que considerando un coeficiente de Poisson medio próximo a 0,35, el módulo de corte puede obtenerse como:

$$E_p = 2,7G$$

Fawaz *et al.* (2002) encuentran que en arenas con peso unitario medio de  $15,5 \text{ kN/m}^3$  y coeficiente de Poisson de 0,33 el valor de  $\alpha$  es igual a 0,75. Mientras que Gambin *et al.* (1996) obtienen mediante un análisis inverso con elementos finitos, que la relación entre el módulo de Young y el presiométrico oscila alrededor de 7 ( $7 E_p = E$ ).

Un trabajo reciente, presentado por Monnet y Allagnat (2006) describe un método de interpretación del ensayo presiométrico, independiente del modo de perforación. Muestran que los parámetros de tensión-deformación como el módulo de Young y el ángulo de fricción interna del suelo no están ligados a las perturbaciones del medio en pruebas de expansión. Emplean ciclos de recarga y descarga para eliminar las deformaciones plásticas y asumen que el comportamiento del suelo es drenado y elástico en bajas deformaciones.

Las aplicaciones del ensayo presiométrico son extensivas a la caracterización de materiales en diferentes estados. En suelos congelados, el comportamiento del suelo está asociado a la temperatura y el contenido de humedad.

Los suelos limosos y arcillosos, no requieren presiones superiores a los 500 kPa para alcanzar deformaciones volumétricas de  $\Delta V/V = 3$ , suficientes para capturar las presiones límites del ensayo presiométrico.

## **2.3 Pilotes sometidos a esfuerzos horizontales**

### *2.3.1 Introducción*

Una parte importante de la mecánica de suelos se ha dedicado a estudiar y comprender los mecanismos que permiten estimar las deflexiones y capacidad de carga última en dirección horizontal en pilotes. Para estimar el comportamiento, es necesario conocer a priori las características físico mecánicas del perfil de suelo en el que se lo instala debido a que durante su vida útil pueden estar sometidos a modificaciones del medio que los rodea, lo cual se traduce en cambio de las condiciones de resistencia.

En pilotes sometidos a cargas laterales y momentos generalmente se establece el valor de la carga lateral admisible aplicando un factor de seguridad a la carga lateral última, o se acepta una carga máxima que produce un desplazamiento lateral compatible con la estructura. Estos criterios conducen a dos metodologías de cálculo: (1) cálculo de la resistencia lateral última y (2) cálculo de la carga de servicio para una deformación admisible.

En este capítulo se presenta una revisión de los aspectos relevantes de los métodos de cálculo tradicionalmente aceptados y de uso frecuente, para la estimación de capacidad de carga lateral y deflexiones en pilotes que serán empleados en capítulos posteriores. En primera instancia se analiza el comportamiento de pilotes sometidos a esfuerzos laterales a partir de los criterios de resistencia y luego los criterios de deformabilidad tanto en suelos cohesivos como granulares bajo condición de suelos homogéneos y con cabezal libre.

### *2.3.2 Pilotes sometidos a cargas horizontales*

El diseño de pilotes sometidos a esfuerzos horizontales (Figura 2.6) generalmente se realiza en base a dos criterios, que conducen a metodologías de cálculo diferentes. Estas alternativas consisten en determinar la resistencia lateral última y el cálculo de la carga de servicio para una deformación aceptable (Figura 2.6).

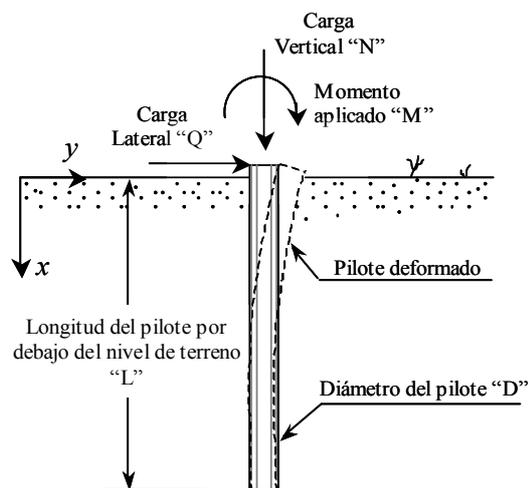


Figura 2.6: Pilote sometido a carga vertical, lateral y momento con cabezal libre

La mayoría de los métodos presentados en la Figura 2.7 emplean la formulación desarrollada por Timoshenko (1930), quien en base al modelo de Winkler (1867) establece la solución al problema de la viga sobre fundación elástica, lo cual es la base de algunas formulaciones en pilotes sometidos a esfuerzos laterales. Considerando al pilote como un elemento de viga y asumiendo que se mantienen las secciones planas y normales al eje longitudinal durante las deformaciones por flexión, a partir de la ecuación de la elástica es posible definir:

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}; \quad Q = EI \frac{d^3 y}{dx^3}; \quad q = EI \frac{d^4 y}{dx^4}$$

Donde  $M$  = momento flector,  $Q$  = esfuerzo de corte y  $q$  = carga de reacción lateral del suelo sobre el pilote,  $y$  = deflexión del pilote y  $x$  = profundidad.

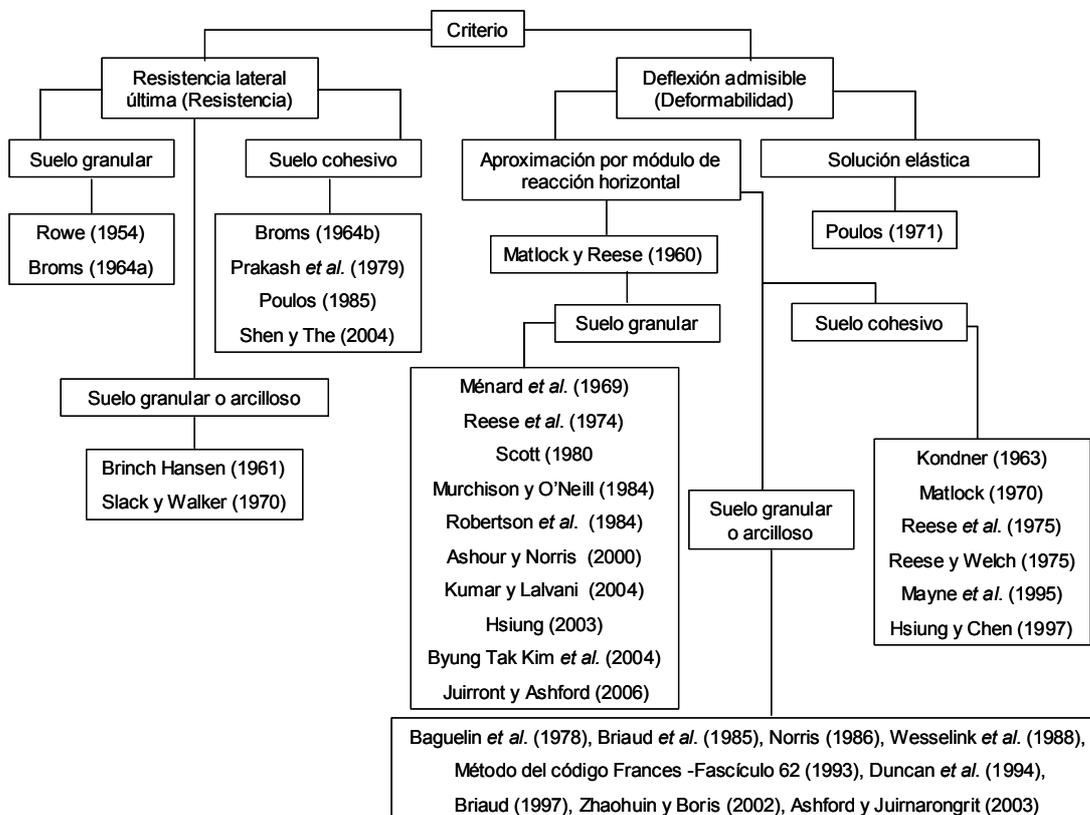


Figura 2.7: Métodos aceptados en el cálculo de pilotes a cargas laterales

Considerando una viga prismática apoyada sobre un medio elástico, la reacción del suelo, durante las deformaciones, resulta proporcional a la deflexión:

$$q = -k y$$

Donde  $k$  = módulo de la fundación,  $y$  = flecha. Introduciendo esta ecuación en la de carga de reacción lateral de suelo resulta:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0$$

Cuya solución exacta para  $k$  = constante queda expresada por:

$$y = e^{\beta x} (A \cos(\beta x) + B \operatorname{sen}(\beta x)) + e^{-\beta x} (C \cos(\beta x) + D \operatorname{sen}(\beta x))$$

Donde  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{EI}}$  y los coeficientes  $A$ ,  $B$ ,  $C$  y  $D$  se determinan en base a las condiciones de contorno del problema. La viga infinita sometida a carga puntual es un problema que presenta simetría por lo que resulta suficiente analizar una mitad de la misma. A distancia infinita, la flecha y el giro son nulos. En consecuencia es posible demostrar que  $A$  y  $B$  se anulan y la ecuación de la deflexión se reduce a:

$$y = e^{-\beta x} (C \cos(\beta x) + D \operatorname{sen}(\beta x))$$

Si se establecen condiciones de compatibilidad de deformaciones, asumiendo que la sección superior del pilote se mantiene horizontal ( $(dy/dx)_{x=0} = 0$ ) implica que  $C = D$ . En este caso, la solución de la ecuación diferencial está dada por:

$$y = C e^{-\beta x} (\cos(\beta x) + \operatorname{sen}(\beta x))$$

Conocido el esfuerzo de corte en esta sección ( $P/2$ ) es posible determinar el coeficiente  $C$  y de esta manera establecer las ecuaciones de esfuerzo de corte, momento flector y deflexión:

$$C = \frac{P}{8EI\beta^3 e^{-\beta x} \cos(\beta x)}$$

$$M = -\frac{P}{4\beta} e^{-\beta x} (\operatorname{sen}(\beta x) - \cos(\beta x))$$

$$Q = -\frac{P}{2} e^{-\beta x} \cos(\beta x)$$

En el caso de la viga semi-infinita sobre fundación elástica se espera que en el extremo, la deformada y el giro sean nulos. La solución de la ecuación diferencial, también posee coeficiente  $A = B = 0$  con lo cual los coeficientes  $C$  y  $D$  de la ecuación se determinan para las condiciones del problema particular.

$$EI \left( \frac{d^2 y}{dx^2} \right)_{x=0} = -M_0 \quad \wedge \quad EI \left( \frac{d^3 y}{dx^3} \right)_{x=0} = P$$

Luego de resolver un sistema lineal de ecuaciones se obtiene:

$$C = \frac{P - \beta M_0}{2EI\beta^3}$$

$$D = \frac{M_0}{2EI\beta^2}$$

Luego de reemplazar en la ecuación es posible obtener la deflexión, momento flector y el esfuerzo de corte (Timoshenko 1930) como:

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2EI\beta^3} \left\{ P \cos(\beta x) - M_0 \beta [\cos(\beta x) - \text{sen}(\beta x)] \right\}$$

$$M = e^{-\beta x} \left\{ M_0 [\text{sen}(\beta x) + \cos(\beta x)] - \frac{P}{\beta} \text{sen}(\beta x) \right\}$$

$$Q = e^{-\beta x} \left\{ 2\beta M_0 \text{sen}(\beta x) - P [\cos(\beta x) - \text{sen}(\beta x)] \right\}$$

Para la aplicación de estas expresiones, es necesario establecer parámetros altamente dependientes de las características y variabilidad de las propiedades del suelo. Las hipótesis utilizadas por diferentes investigadores limitan la universalidad de las ecuaciones. En cada caso de estudio es necesario realizar validaciones mediante ensayos de campo, laboratorio y calibraciones analíticas o numéricas del método propuesto.

### 2.3.3 Criterio de deformación

La ecuación diferencial que gobierna el problema de pilotes sometidos a cargas laterales, la cual se comporta como una viga lineal elástica, puede escribirse como:

$$\frac{d^2}{dz^2} \left( EI \frac{d^2 y}{dz^2} \right) + \frac{d}{dz} \left( P(z) \frac{dy}{dz} \right) + p(z, y) = 0$$

El primer término representa el comportamiento en flexión, el segundo tiene en cuenta la carga axial sobre el pilote y su efecto ante el desplazamiento horizontal y el tercero la reacción del suelo. En general se acepta que el término de reacción del suelo es de comportamiento no lineal y variable en profundidad. Esta ecuación no posee solución cerrada, por lo que su resolución requiere el uso de métodos numéricos.

A los fines de simplificar el problema, se considera aceptable discretizar el pilote con el propósito de obtener la respuesta del comportamiento del suelo para cada profundidad (reacción de suelo “ $p$ ” como función de la deflexión “ $y$ ”). Debido a que el desplazamiento debe ser conocido antes de poder evaluar la presión de suelo se requiere de un proceso iterativo en el cual, se debe definir paso a paso el módulo de elasticidad secante del suelo. Numerosos autores emplean esta idea para verificar el comportamiento de pilotes a cargas laterales (Anderson y Townsend 2001, Anderson *et al.* 2003, Kim *et al.* 2004)

#### *Aproximación por reacción lateral del suelo*

Matlock y Reese (1960) presentaron una solución para el caso de pilotes sometidos a esfuerzos horizontales y momento. Los autores proponen soluciones adimensionales considerando diversas distribuciones del módulo del suelo en profundidad. A la representación de la no linealidad del comportamiento del suelo la logran aplicando reiteradas veces la teoría de elasticidad con módulo de Young constante, ajustado sucesivamente hasta lograr compatibilidad de deformaciones entre la estructura, el suelo y el pilote. Las mayores incertidumbres se presentan en las proximidades de la superficie debido a la variación del módulo del suelo con las deformaciones. Los resultados obtenidos, indican que puede considerarse como pilote de longitud infinita (flexible) para valores de  $Z \geq 5$  y como pilote corto (rígido) cuando  $Z_{\max} < 3$ , siendo  $Z$  una relación entre módulo flexural del pilote y el módulo del suelo donde se ha instalado el pilote.

La solución del problema consiste en determinar la curva  $y(x)$  del pilote como función de las cargas. Con derivadas sucesivas se determina el esfuerzo de corte, momento flector y reacción del suelo.

La deflexión del pilote ( $y$ ) depende de la profundidad ( $x$ ), la relación entre la rigidez del suelo y la rigidez del pilote ( $T$ ), la longitud ( $L$ ), el módulo del suelo ( $E_s$ ), el módulo de elasticidad del pilote ( $E$ ), el momento de inercia del pilote ( $I$ ), la carga actuante ( $P_t$ ) y el momento flector actuante ( $M_t$ ):

$$y = y(x, T, L, E_s, E, I, P_t, M_t)$$

Considerando que las desviaciones son pequeñas, y asumiendo válido el principio de superposición de deflexiones correspondientes a la fuerza ( $y_A$ ) y momento aplicado ( $y_B$ ), se tiene:

$$y = y_A + y_B$$

Para determinar la deflexión se establecen relaciones adimensionales, como el coeficiente de profundidad ( $Z$  y  $Z_{max}$ ), la función del módulo del suelo ( $\phi_{(z)}$ ), el coeficiente de deflexión para la fuerza horizontal ( $A_y$ ) y el coeficiente de deflexión para el momento aplicado ( $B_y$ ):

$$Z = \frac{x}{T}; \quad Z_{max} = \frac{L}{T}$$

$$\phi_{(z)} = \frac{E_s T^4}{EI}; \quad A_y = \frac{y_A \cdot EI}{P_t T^3}; \quad B_y = \frac{y_B EI}{M_t T^2}$$

Empleando estas relaciones adimensionales, se establece la deflexión ( $y$ ), la pendiente ( $S$ ), el momento flector ( $M$ ), esfuerzo de corte ( $V$ ) y reacción del suelo ( $p$ ) como:

$$y = \frac{P_t T^3}{EI} A_y + \frac{M_t T^2}{EI} B_y; \quad S = S_A + S_B = \frac{P_t T^2}{EI} A_s + \frac{M_t T}{EI} B_s$$

$$M = M_A + M_B = [P_t T] A_m + [M_t] B_m; \quad V = V_A + V_B = [P_t] A_v + \left[ \frac{M_t}{T} \right] B_v$$

$$p = p_A + p_B = \left[ \frac{P_t}{T} \right] A_p + \left[ \frac{M_t}{T^2} \right] B_p$$

Asumiendo válida la teoría de viga sobre fundación elástica se tiene:

$$\frac{d^4 A_y}{dz^4} + \phi_{(z)} A_y = 0$$

$$\frac{d^4 B_y}{dz^4} + \phi_{(z)} B_y = 0$$

Resolviendo las ecuaciones anteriores se obtienen los coeficientes  $A_y, B_y, A_s, B_s, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p$  (Figura 2.8) empleados para la estimación de comportamiento para varios valores de  $Z = X/T$ .

El coeficiente  $T$  (pilotes flexibles), debe ser definido en relación a la variación del módulo en profundidad. Es posible considerar funciones algebraicas enteras o potenciales para la variación del módulo en profundidad. Para pilotes flexibles se obtiene:

$$\phi_{(z)} = \left[ \frac{x}{T} \right]^n$$

Donde  $n$ , es un coeficiente arbitrario que define el comportamiento del módulo del suelo en profundidad (Figura 4.11) y con el cual es posible encontrar los coeficientes para la solución de las ecuaciones diferenciales.

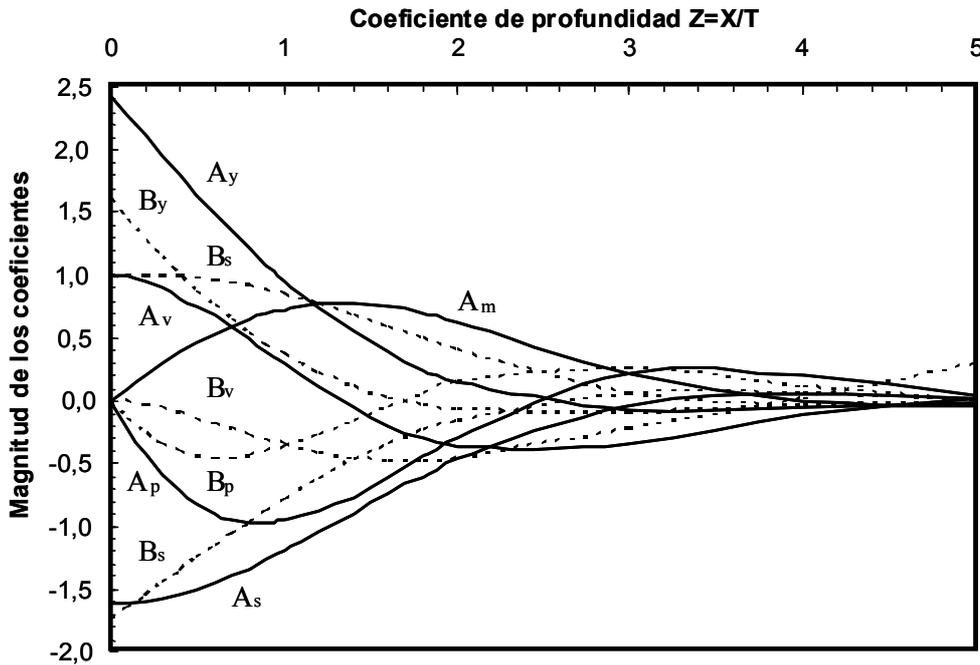


Figura 2.8: Coeficientes  $A_y, B_y, A_s, B_s, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p$  para suelo no cohesivo

#### Antecedentes regionales. Pilotes bajo solicitaciones laterales

Terzariol *et al.* (2006), indican que pilotes instalados en suelos loésicos poseen comportamiento muy afectado por el contenido de humedad. Los autores sostienen que bajo contenido de humedad natural los pilotes se comportan como pilotes largos, pero si el suelo se satura se comporta como pilotes corto. Basan esta conclusión en la observación del comportamiento global en campo. Los investigadores proponen que la variación de  $k_h$  en profundidad considerando curva  $p$ - $y$  lineales bajo deformaciones entre 0% y 1,5% del diámetro del pilote en suelo bajo contenido de humedad natural es:

$$kh = 9365 \left( \frac{L}{D} \right) \left( \frac{z}{L} \right)^{0,95}$$

Donde  $L$  = longitud del pilote,  $D$  = diámetro del pilote y  $z$  = profundidad. Para pilotes en suelo saturado proponen una ley de variación para deformaciones menores al 0,6% del diámetro como:

$$kh = 9146 \left( \frac{L}{D} \right) \left( \frac{z}{L} \right)^{0,94}$$

DeNapoli (2006), realizó ensayos de carga horizontal en pilotes instalados en suelo limoso, y obtuvo curvas  $p$ - $y$  mediante una calibración inversa de los resultados experimentales a los numéricos empleando un programa de elementos finitos (Plaxis). En base a los resultados numéricos el autor sostiene que el suelo loésico posee un comportamiento próximo a suelos granulares. El autor evalúa la diferencia de comportamiento de pilotes bajo condición de humedad natural y diferente condición de carga horizontal y momento aplicado a la cabeza del pilote.

### 2.3.4 Curvas de presión deformación (Curvas $p$ - $y$ )

#### Curvas $p$ - $y$ en arena

Kondner (1963), desarrolla curvas  $p$ - $y$  mediante funciones hiperbólicas a partir de resultados en tensión y deformación de ensayos triaxiales realizados en suelos cohesivos. Ménard et al. (1969) propone un procedimiento que, fue implementado por Gambin (1979), y consiste en una serie de funciones lineales acopladas en tres tramos y caracterizadas por el módulo presiométrico y la presión límite. La recta inicial posee una pendiente denominada ( $E_{ii}$ ), que se desarrolla hasta una deformación límite entre el 5% y 10 % del diámetro del pilote, luego se adopta el segundo tramo, definido por la pendiente ( $E_{ii}/2$ ), y que se desarrolla hasta el valor de presión límite dividido por el diámetro del pilote. En este punto de abscisa, se puede establecer la deflexión que le corresponde a ese nivel de presión horizontal desarrollada en el suelo. El módulo del tramo inicial ( $E_{ii}$ ) se establece como función del módulo presiométrico ( $E_m$ ) y un coeficiente ( $\alpha$ ) que depende de la estructuración del suelo. Reese et al. (1974), realizaron una serie de ensayos sobre pilotes cargados lateralmente instalados en arena. Estos autores proponen una curva  $p$ - $y$  para una profundidad determinada compuesta por cuatro tramos, dos segmentos lineales, un segmento intermedio exponencial y el plafón final constante. Murchison y O'Neill (1984), realizan una evaluación de las relaciones establecidas para las curvas  $p$ - $y$  propuestas por Reese *et al.* (1974) y sugieren la utilización de única curva cuya expresión analítica es hiperbólica. Robertson et al. (1984) emplea una curva presión deformación se establecen en base al diámetro o lado del pilote dependiendo de su geometría. Ashour y Norris (2000) presentan un modelo basado en las hipótesis de Rowe (1953) denominado "SWmodel" para obtener las curvas  $p$ - $y$  en suelos estratificados. Estos autores encontraron que la respuesta del suelo no es única y depende fundamentalmente de las características de la vecindad del pilote. Posteriormente, Ashour y Norris (2004) presentan la flexibilidad del modelo propuesto, para grupo de pilotes siempre que se conozcan las curvas características  $p$ - $y$  del suelo en análisis. Kumar y Lalvani (2004), observan que el módulo de reacción lateral en arenas densas, medianamente densas y arenas sueltas, disminuye notablemente con el aumento de la deflexión. Así, basados en los resultados de seis pilotes excavados y hormigonados in situ, establecen una ecuación para estimar la degradación que sufre este módulo a partir de un valor  $k_{hmax}$  obtenido para una deformación unitaria del 0,2%. Hsiung (2003) presenta una solución teórica para determinar las máximas deflexiones y momento para pilotes largos y de comportamiento plástico lineal, cargados lateralmente con módulo de reacción lateral del suelo uniforme. La solución está basada en la teoría de viga sobre fundación elástica. Los valores típicos de deflexión de fluencia se obtienen a partir de la información que brindan las curvas  $p$ - $y$  utilizadas para pilotes cargados lateralmente. El autor considera que en arcillas la deflexión de fluencia es una fracción de la deformación unitaria a la fluencia y el diámetro del pilote (Matlock 1970), y que en arenas es una función del diámetro del pilote (Reese *et al.* 1974). Debido a ello, se divide el suelo en dos zonas, una superficial en fluencia (desplazamiento horizontal mayor a  $u^*$ ) y por debajo de esta con comportamiento elástico lineal. A partir del equilibrio estático de fuerzas y luego de efectuar integración sucesiva es posible obtener expresiones para el momento flector, giro y desplazamiento para distintas condiciones de contorno. Normalizando desplazamientos y cargas, Hsiung y Chen (1997) obtienen ecuaciones polinómicas que describen el comportamiento del pilote en suelos elasto-plástico de manera adecuada. El procedimiento propuesto consiste en (a) calcular el momento de inercia del pilote y se establece si se trata de pilote largo, (b) calcular un factor normalizado dependiente de las condiciones de borde, (c) determinar por comparación, el tipo de comportamiento del suelo (d) utilizar las ecuaciones polinómicas aproximadas propuestas para estimar deflexiones. Byung Tak Kim et al. (2004) Ensayaron en laboratorio pilotes a escala reducida (diámetro de 12mm y 400 mm de longitud), a partir de un análisis inverso. Proponen curvas  $p$ - $y$  hiperbólicas. Juirront y Ashford (2006). Presentan la deflexión a nivel de superficie de pilotes sometidos a cargas laterales instalados en suelo arenoso, obtenidos a partir de las curvas  $p$ - $y$  propuestas por Reese et al. (1974). Los resultados del cálculo, fueron comparados con

los resultados experimentales de los ensayos de carga efectuados en el puerto de Tokachi en Japón. Los autores determinaron que cada depósito geológico debe ser estudiado en particular, con el fin de lograr aproximaciones al comportamiento real aceptables.

### *Curvas $p$ - $y$ en arcilla*

Matlock (1970), instrumenta una serie de pilotes instalados en arcillas. En su trabajo propone una curva  $p$ - $y$  exponencial que contempla la resistencia la corte no drenado del suelo ( $c_u$ ), la posición de la rótula al momento de la falla, la deformación al 50% del esfuerzo último ( $\epsilon_{50}$ ) obtenida a partir de una curva tensión-deformación y las características geométricas del pilote. Reese, et al. (1975) instrumentaron pilotes en arcillas rígidas por debajo del nivel freático. En su modelo proponen una curva formada por un tramo inicial que depende de la rigidez del suelo y la profundidad a la cual se pretende obtener la curva  $p$ - $y$ , el segundo segmento es propuesto como una curva parabólica cuando se produce una falla de cuña (rótula próxima a la superficie) ó cuando se produce flujo lateral (giro del pilote). El tercer segmento resulta de introducir una diferencia en la ecuación parabólica que describe el segundo segmento con un parámetro ( $A_s$ ) de desplazamiento relativo a la relación entre profundidad a la cual se busca la curva  $p$ - $y$  y el diámetro del pilote. El cuarto tramo es lineal con pendiente  $-0,0625$  hasta un valor de resistencia lateral constante para desplazamientos superiores a  $18 A_s \epsilon_{50} D$ . Reese y Welch (1975), realizaron ensayos en pilotes excavados en arcillas rígidas sobre el nivel freático, logrando un ajuste aceptable de la curva  $p$ - $y$  a través de una expresión parabólica que consiste en la relación entre la resistencia lateral y el desplazamiento con la resistencia última Mayne et al. (1995), implementan modelos físicos en laboratorio, de pilotes excavados de gran tamaño con cabezal libre instalados en arcilla sobreconsolidada. Los resultados obtenidos, se ajustan razonablemente con funciones de tipo hiperbólico para las curvas de presión-deflexión. Con las curvas  $p$ - $y$  así obtenidas, los autores aproximan el comportamiento a macro-escala. Concluyen que el comportamiento a carga deflexión es altamente no lineal para cargas monotónicas estáticas. Hsiung y Chen (1997) presentan un método simplificado para analizar pilotes en suelos cohesivos de comportamiento elasto-plástico. La deflexión máxima y el momento máximo se obtienen mediante gráficas o ecuaciones sencillas obtenidas a partir del coeficiente de reacción lateral, el desplazamiento de fluencia del suelo, el módulo de elasticidad del fuste y el diámetro del pilote. El procedimiento logra con precisión y rapidez una modelación realista del comportamiento del sistema suelo pilote. Para suelos normalmente consolidados o sobreconsolidados, considera el coeficiente de reacción lateral lineal y constante en profundidad respectivamente.

El método se basa en el modelo de suelo propuesto por Winkler (1867) y la ecuación de la viga sobre fundación elástica resuelta por Hetenyi (1946) para la máxima deflexión y momento en un pilote semi-infinito. A partir de los resultados de simulaciones numéricas por el método de elementos finitos, los autores obtuvieron familias de curvas carga-deflexión para pilotes con distintos tipos de suelo y condiciones de sollicitación. Normalizando las deflexiones respecto de la deflexión de fluencia  $u^*$  y las cargas y momento respecto de las sollicitaciones características ( $P^c$  y  $M^c_{max}$  respectivamente) se obtiene un comportamiento único.

### *Curvas $p$ - $y$ en arena o arcilla*

Baguelin et al. (1978), muestran un método para determinar las curvas  $p$ - $y$ , se basa en los resultados obtenidos del presiómetro auto perforante. La curva se construye punto a punto a partir de los resultados de la expansión. Briaud et al. (1985) proponen que las curvas  $p$ - $y$ , son el resultado de la reacción del suelo en dirección vertical y horizontal del suelo frente al fuste. De esta manera proponen que las curvas  $p$ - $y$ , deben ser obtenidas mediante la composición de otras dos curvas que se denominan como:  $q$ - $y$  (reacción del suelo frente al fuste del pilote) y  $f$ - $y$

(reacción del suelo en dirección vertical frente al pilote). Los autores asumen que el desplazamiento radial del ensayo presiométrico es equivalente a las deformaciones en dirección horizontal del pilote. Wesselink et al. (1988), desarrollan la función de presión-deflexión para suelos calcáreos en base a ensayos experimentales a gran escala. Calibran los parámetros del modelo ( $m$  y  $n$ ) para obtener la respuesta del comportamiento del pilote. Método del código Frances -Fascículo 62 (1993): Las curvas  $p$ - $y$  adoptadas por este código, se basan en los trabajos realizados por Baguelin *et al.* (1978). Se adopta un diagrama bi-lineal para representar el comportamiento elasto-plástico perfecto de la interfase suelo-pilote. La pendiente de la recta inicial se caracteriza por el módulo  $E_{ii}$  obtenido como la relación entre el módulo presiométrico y un coeficiente que caracteriza la estructuración del suelo. El nivel de presión máximo desarrollado por el suelo frente al pilote se define con criterio conservativo por la presión de fluencia del ensayo presiométrico. A este nivel de presión la curva  $p$ - $y$  permanece constante y se asume que el suelo no incrementa su colaboración a resistir la carga aplicada. Los módulos deben calibrarse para los resultados de ensayos in situ. Duncan et al. (1994), proponen un método simplificado para calcular la deflexión en la cabeza del pilote y el momento en pilotes sometidos a cargas laterales instalados en arenas o arcillas aproximando las curvas  $p$ - $y$  en análisis no lineal. El método consiste en establecer relaciones adimensionales, al dividir la carga horizontal aplicada por una fuerza horizontal característica  $P_c$ , el momento por un momento característico  $M_c$  y la deflexión por el diámetro del pilote para diferentes tipos de suelo. Briaud (1997), destaca que las curvas de presión-deflexión pueden ser obtenidas directamente mediante el ensayo presiométrico, pero indica que resulta un método costoso en tiempo y recursos. Debido a ello, propone un procedimiento semi-empírico que consiste en nueve pasos sencillos utilizando la presión límite y el módulo presiométrico. Este autor, sugiere el uso de correlaciones entre el ensayo de penetración estándar y el ensayo presiométrico en caso de no disponer de los resultados de la expansión de cavidades. Hossain (1999), sugiere que las aproximaciones obtenidas por Briaud(1997) no son adecuadas por cuanto no considera las diferencias de comportamiento entre suelos finos o gruesos, ni el grado de sobre-consolidación, ni tampoco considera las diferencias de material del pilote (madera, hormigón y acero) o su modo de instalación, lo cual repercute directamente en el comportamiento del suelo. Anderson et al. (2003) sostienen que para predecir las deflexiones de pilotes excavados, no es recomendable el uso del ensayo presiométrico en suelos arcillosos saturados debido a la excesiva rigidez que poseen los módulos presiométricos producto de la presencia de agua. Zhaohuin y Boris (2002): Estos autores, emplean el método de los elementos finitos para obtener las curvas  $p$ - $y$  a partir de calibraciones inversas, modelando suelo arcillosos o arenosos con modelos constitutivos de von Mises y Drucker-Prager cuyos resultados fueron comparados con las curvas  $p$ - $y$  clásicas de Reese et al. (1975) y Reese et al. (1974). Posteriormente Zhaohuin y Boris (2005), determinaron las curvas  $p$ - $y$  para suelos estratificados de arcilla a partir de los resultados obtenidos por el método de elementos finitos empleando el modelo de Duncan y Chang (1970). Ashford y Juirnarongrit (2003) Evaluaron la pendiente inicial de la curva  $p$ - $y$ , a partir de un análisis dinámico efectuado sobre pilotes excavados. La principal observación encontrada radica en que el módulo inicial de reacción lateral del suelo, será independiente del diámetro de los pilotes. En consecuencia, la estimación de módulos iniciales de reacción son independientes del diámetro del dispositivo de medición in situ.

## Capítulo 3

### Suelo limoso y ensayos de caracterización

#### 3.1 Introducción

En este capítulo se presenta la caracterización del suelo que se utilizó para efectuar el análisis de comportamiento tenso-deformacional en dirección horizontal. Se parametrizan las funciones de densidad de probabilidades para el contenido de humedad natural, pesos unitario seco y los límites de consistencia del loess. Se presenta una zonificación de los tamaños del material para dos alternativas de análisis granulométrico. Finalmente se describe el procedimiento empleado para la construcción de muestras reconstituidas y el tratamiento brindado al suelo en estado inalterado que ha sido empleado en los experimentos realizados en este trabajo.

Las acciones laterales aplicadas a la masa de suelo generan desarrollos de presión que son caracterizados por ensayos de campo o laboratorio. En este último caso, no se han encontrado antecedentes de mediciones de las propiedades laterales del suelo loésico y cual es el nivel de anisotropía en su comportamiento.

Se presenta el desarrollo de un ensayo de laboratorio que permite establecer la relación entre presión horizontal y deformación. Se examinan y describen brevemente los procesos involucrados en la extracción de muestras inalteradas en campo y los problemas usualmente encontrados por los operadores de laboratorio en la generación de muestras. Esto permite definir la metodología de generación de las muestras para el ensayo propuesto.

Se presentan las partes del equipo y se detalla paso a paso el procedimiento necesario para su manipulación. Finalmente, se destacan las ventajas que posee el dispositivo desarrollado frente a los equipos empleados frecuentemente en la caracterización del comportamiento mecánico de suelos y se describe el procedimiento de calibración volumétrica, los rangos de trabajo y finalmente se propone una planilla de ensayo para facilitar la ejecutividad del operador durante la operación de ensayo.

#### 3.2 Principales propiedades físicas del suelo utilizado

##### 3.2.1 Consideraciones preliminares

El suelo empleado ha sido extraído de la ciudad universitaria en la zona sur de la ciudad de Córdoba, Argentina, designada en base a la zonificación geomorfológica propuesta por Reginatto *et al.* (1970) como zona IV, correspondiente a las formaciones geológicas “Post-Pampeanas” y “Pampeana”. Las capas superiores del terreno están compuestas por limos loésicos. Estas capas, en general, presentan características de suelos colapsables (Terzariol y Abbona 1992). Al incrementarse la profundidad se localizan estratos de limos y limos arcillosos cementados (tosca), los cuales son más estables que el estrato anterior. En algunos casos, se intercalan espesores de arena entre los estratos de limos.

La extensión en profundidad del suelo investigado en este trabajo es de 16 metros. Con el objeto de caracterizar el material se han llevado a cabo ensayos de determinación de gravedad específica, pesos unitarios, límites líquidos, plásticos, índice de plasticidad y granulometría.

### 3.2.2 Contenido de humedad y grado de saturación

El contenido de humedad gravimétrico para las muestras obtenidas a cada metro de profundidad se ha efectuado según el procedimiento especificado en la norma ASTM D-2216-71. El grado de saturación se establece a partir de peso unitario seco y la gravedad específica, la cual ha sido determinada para dos profundidades, siguiendo la metodología sugerida por Lambe (1951). Para esto se han tomado muestras de 2 metros y 12 metros de profundidad en coincidencia con cambios importantes en el estrato de suelo. Los valores obtenidos corresponden a 2,69 y 2,68 respectivamente. Se han contrastado estos resultados con los hallados en la bibliografía y se ha identificado que son algo superiores a los obtenidos por Núñez *et al.* (1974), pero en el entorno indicado por Claria (2003).

### 3.2.3 Peso unitario

El peso unitario ( $\gamma$ ) se determina según las recomendaciones del ASTM D1556-64. El peso unitario seco ( $\gamma_d$ ) se obtuvo de manera indirecta a partir del peso unitario y el contenido de humedad ( $\omega$ ).

La Figura 3.1 presenta la variación del peso unitario seco y la humedad natural en el perfil de suelo investigado.

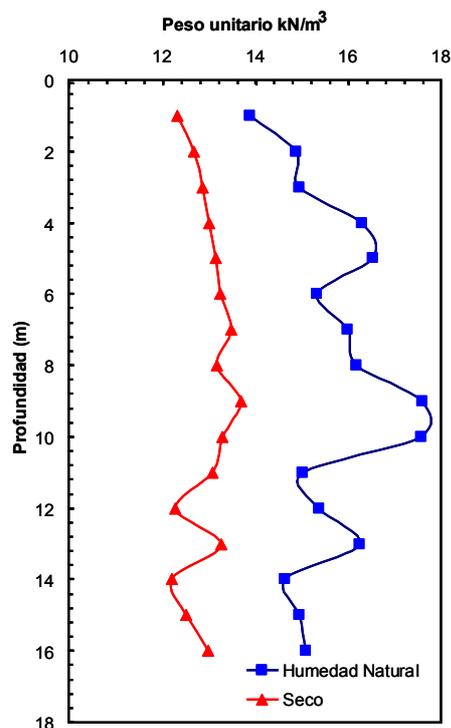


Figura 3.1: Variación del peso unitario seco y húmedo en profundidad

El peso unitario aumenta de manera prácticamente lineal independiente de la variación de humedad, hasta los 7 metros de profundidad. A partir de esta profundidad se aprecia que el perfil de pesos unitarios secos y a humedad natural permanece con las mismas tendencias en profundidad.

### 3.2.4 Distribución de tamaños de las partículas

La distribución granulométrica se realizó empleando dos metodologías. La primera de ella corresponde a la propuesta por la norma ASTM D422-00. La Figura 3.2 presenta los resultados

obtenidos para el perfil de suelo en análisis. Se ha realizado una zonificación que permite identificar una tendencia media en la distribución de los tamaños de partícula. Se puede observar que un porcentaje comprendido entre el 10% y el 15% es material con diámetro correspondientes a arcillas (<0,002mm)

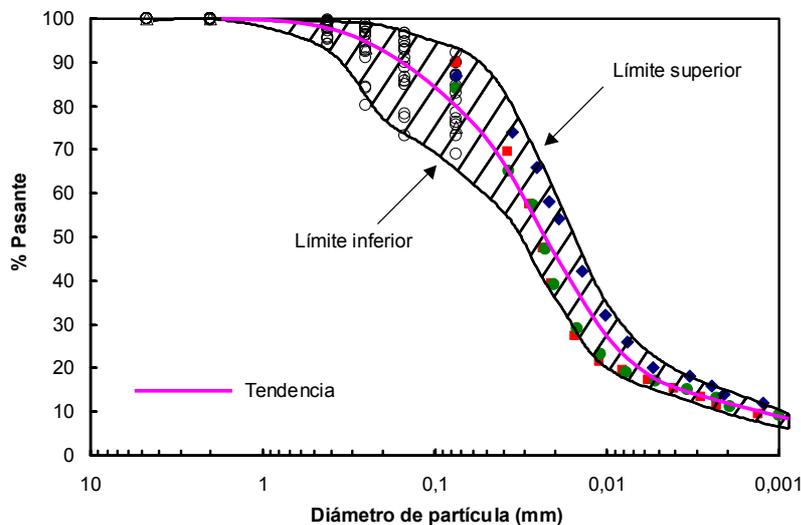


Figura 3.2: Zonificación granulométrica del material empleado

Por otro lado, se realizaron ensayos granulométricos siguiendo la metodología propuesta por Rinaldi *et al.* (2007), en donde no se destruye la estructura del suelo previo al tamizado. La Figura 3.3 presenta los resultados obtenidos por ambos métodos para las muestras de 1,0 metro, 2,0 metros y 3,0 metros de profundidad. Se aprecia que el suelo en estudio es predominantemente fino, según la alternativa 1, mientras que en la alternativa 2 posee mayor tamaño aparentemente producto de la aglomeración de partículas individuales.

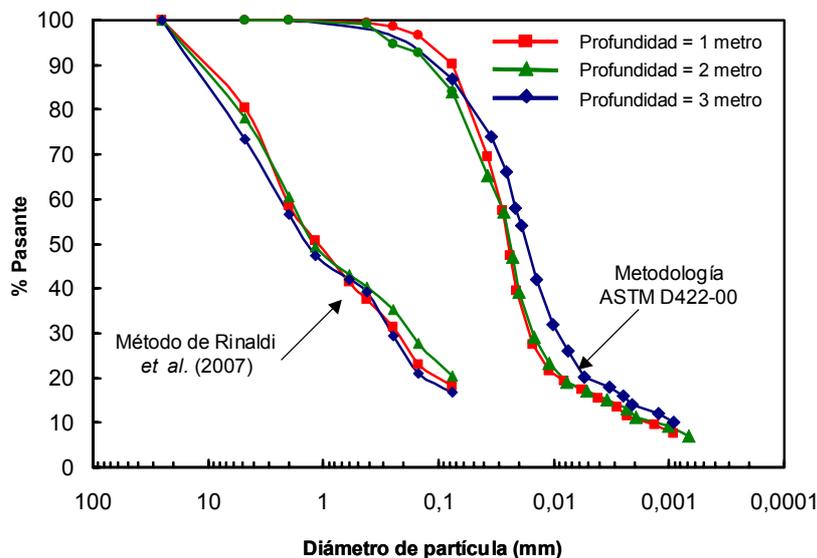


Figura 3.3: Comparación entre las curvas granulométricas obtenidas siguiendo los lineamientos ASTM D422-00 y Rinaldi *et al.* (2007)

### 3.2.5 Límites de consistencia

Los límites de consistencia se determinaron en base al procedimiento sugerido por el ASTM D-4318. En la Figura 3.4 se presentan los principales resultados obtenidos.

En la Figura 3.5 se presenta un análisis estadístico de los resultados obtenidos, junto a valores reportados en la literatura. En el eje vertical se ha representado  $(n/n_{max})$ , donde  $n$  = número de eventos (en este caso, corresponde a la medición del límite líquido) y  $n_{max}$  = número máximo de eventos. La línea continua presenta la frecuencia con la que se repiten los valores de límite líquido, a partir de lo cual se ha establecido la Función de Densidad de Probabilidades (FDP) normal.

El valor máximo obtenido corresponde al 31,3% de humedad y el mínimo al 23,9%. La desviación estándar corresponde a la humedad de 2,15%, con lo cual el coeficiente de variación (COV) resulta igual al 8,1%.

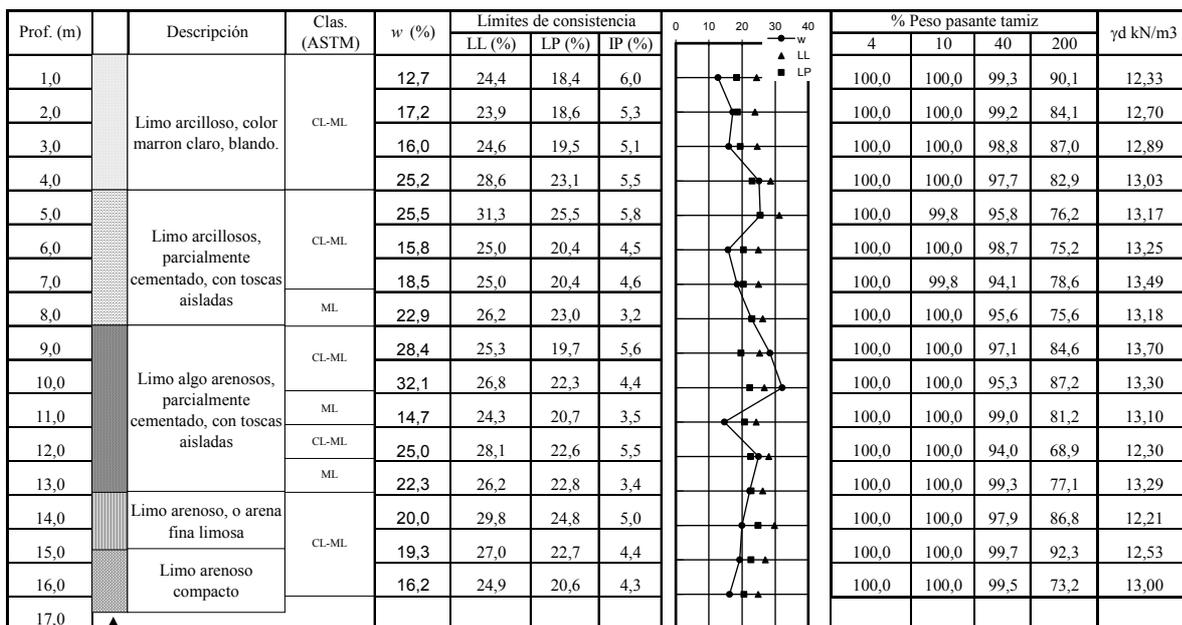


Figura 3.4: Perfil estratigráfico del suelo investigado

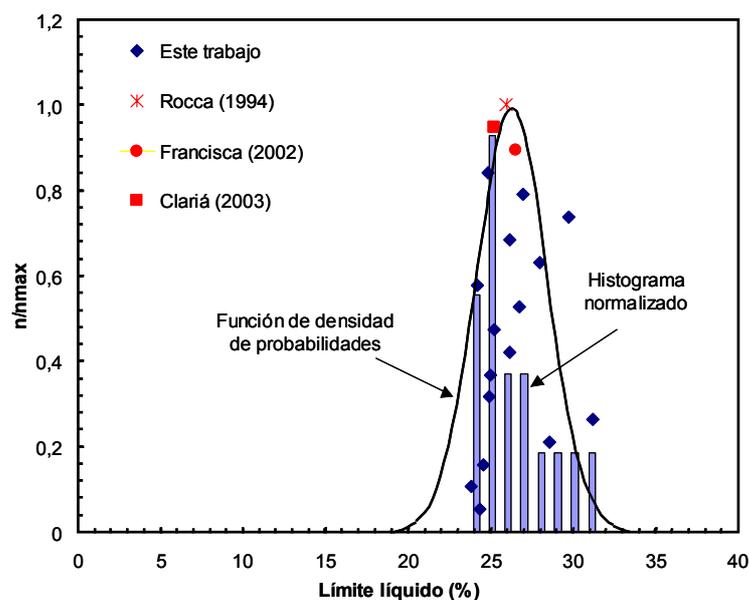


Figura 3.5: Distribución estadística del límite líquido en suelos loésicos

La Figura 3.6 presenta un análisis similar para el caso de límite plástico. En este caso, el valor máximo es de 25,5% y el mínimo de 21,6%. La desviación estándar corresponde a 2,09 % mientras que el coeficiente de variación (COV) resulta igual a 9,68%.

Notar que la dispersión de los resultados es mayor en el límite plástico que en el límite líquido, lo cual puede indicar que el procedimiento que posee mayor certeza en el segundo caso.

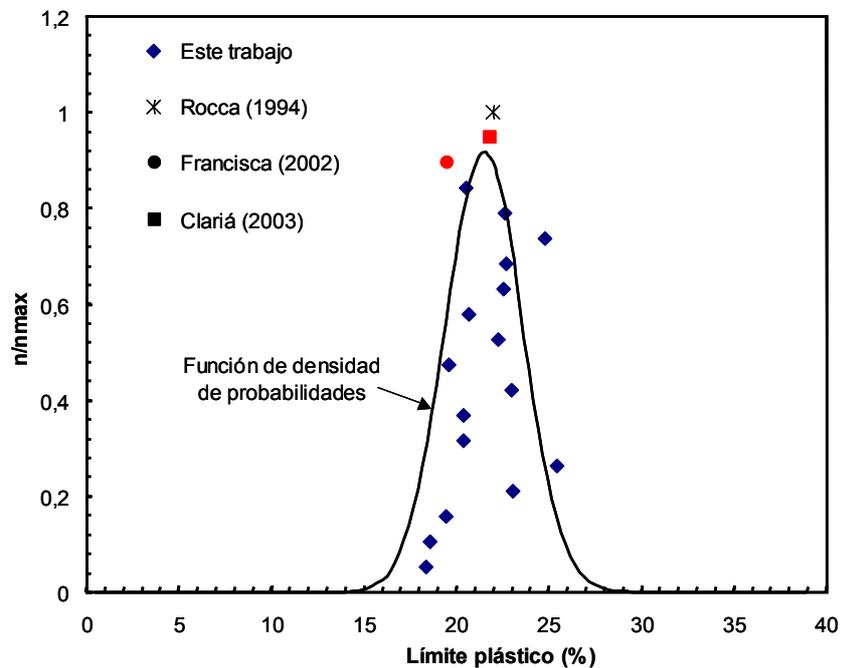


Figura 3.6: Distribución estadística del límite plástico en suelos loésicos

El sistema de clasificación unificado de suelos, requiere del empleo de la carta de plasticidad (ASTM D-2487) donde se relaciona el límite líquido y el Índice de Plasticidad para identificar suelos finos. Los resultados obtenidos, para el suelo empleado en se presentan en la Figura 3.7.

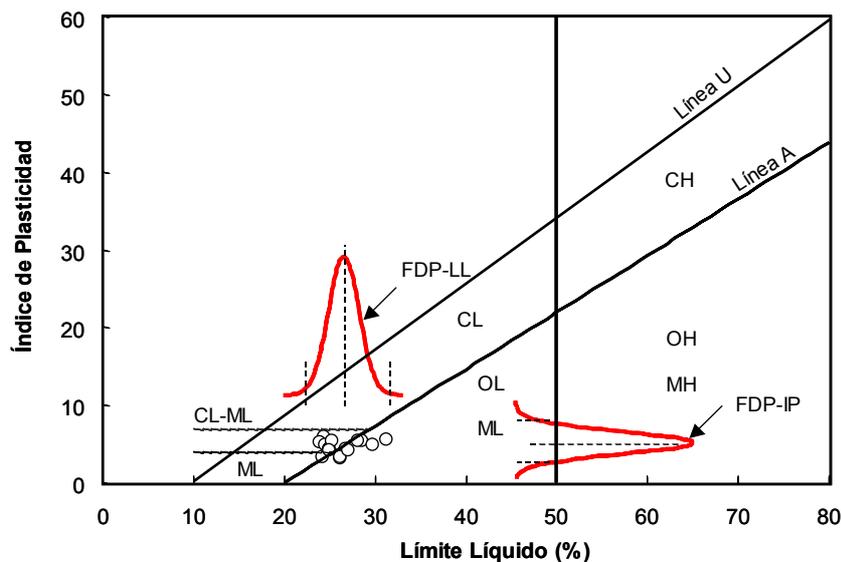


Figura 3.7: Índice de plasticidad en relación al límite líquido. Carta de plasticidad

En todos los casos, la clasificación del suelo resulta como limo (ML) o limo-arcilloso (CL-ML), y si se consideran las mayores probabilidades de ocurrencia, el suelo debería ser clasificado

como CL-ML. Estas tendencias pueden observarse claramente, mediante las funciones de densidad de probabilidades (FDP).

### **3.3 Probetas de suelo empleadas en la caracterización mecánica**

#### *3.3.1 Muestras remoldeadas*

La caracterización del comportamiento de suelo en dirección horizontal, se efectuó sobre probetas sin estructuración en la masa de suelo, que han sido denominadas “remoldeadas”. El procedimiento para su obtención consiste en, (1) separar una cantidad de suelo suficiente para el plan de ensayos (0,5 kN), (2) disgregación mecánica mediante mortereado (3) determinación del contenido de humedad, (4) acopio en recipiente hermético para evitar las variaciones en el contenido de humedad. La muestras han sido construidas mediante recompactación estática.

Se construyeron las muestras de suelo a peso unitario preestablecido y constante, para estudiar la influencia del grado de saturación. La cantidad de agua incorporada para cada ensayo de caracterización mecánica se midió con buretas graduadas y se verificó al final del ensayo mediante la determinación del contenido de humedad del suelo secado a estufa.

#### *3.3.2 Muestras reconstruidas*

Se denomina muestras reconstruidas, a aquellas generadas en base a las curvas granulométricas presentadas en la Figura 3.3, realizadas en base al método propuesto por Rinaldi *et al.* (2007).

Para caracterizar la influencia de las partículas de mayor rigidez en la matriz de loess se tamizó suelo con bajo contenido de humedad gravimétrica por la serie T1”, T4, T10, T40, T60 y T100. Se almacenó alrededor de 0,1 kN del material para cada diámetro de partícula, a los cuales se le determinó el contenido de humedad para cada fracción de material. Las muestras fueron construidas en moldes de volumen conocido y el peso de material requerido se ha establecido a partir de pesos unitarios secos de diseño. El acopio se realizó en recipientes plásticos para evitar la evaporación. El tiempo mínimo de acopio fue de 1 mes para garantizar la uniformidad en la distribución de humedad en la masa de suelo.

#### *3.3.3 Muestras inalteradas*

Las muestras obtenidas del sitio en estudio bajo condición de estado natural y que no han sufrido acción mecánica de disgregación, se las denomina en adelante “muestras inalteradas”. El acopio se realizó en triple bolsa de polietileno, selladas con fajas plásticas. Fueron colocadas en una cámara de almacenaje de a pares y encimadas, hasta el momento de su utilización.

### **3.4 Ensayos de compresión confinada**

#### *3.4.1 Características generales*

Estos ensayos se realizaron siguiendo los lineamientos generales de la norma ASTM (2435-03). El dispositivo consta de pesas que permiten obtener una presión máxima aplicada sobre la muestra de 1020 kPa, con deformaciones máximas esperadas del 30% (7,5mm) para muestras de 25,4mm de altura y 65,8mm de diámetro. Las deformaciones se midieron con un comparador digital marca Sylvac, con rango de medición de 12,5mm y resolución de 0,001mm. La incerteza de la medición es de  $\pm 0,77\mu\text{m}$ . La adquisición digital de datos se efectuó a través del puerto USB.

Para la parameterización de la curva edométrica se emplea la presión de fluencia, obtenida en este trabajo como la presión a la cual se produce la intersección entre dos rectas que ajustan el comportamiento edométrico en el tramo de recarga y carga. Esta presión es tomada como referencia para la caracterización del material.

#### *3.4.2 Muestras ensayadas*

Los ensayo de compresión confinada se realizaron sobre muestras remoldeadas e inalteradas. En el primer caso fueron construidas a un peso unitario seco de  $13 \text{ kN/m}^3$  con diferentes contenidos de humedad. En el segundo caso, las muestras de suelo inalteradas, corresponden a las obtenidas a diferentes profundidades del perfil geotécnico en estudio, bajo condiciones de humedad natural e incrementada, en dirección horizontal y vertical.

### **3.5. Desarrollo del Mini-Presiómetro de Cono (MPC)**

#### *3.5.1 Aspectos generales*

El dispositivo desarrollado en este trabajo para la evaluación del comportamiento del suelo en dirección horizontal, se ha basado en los antecedentes se ha denominado minipresiómetro de cono. Se compone por un compresor o tubo de gas a presión, que abastece un panel controlador de presión, el cual se conecta a una sonda de expansión. La sonda minipresiométrica se introduce en una celda de ensayo en donde se encuentra la muestra de suelo a ensayar. Finalmente, la celda se coloca en una prensa, con la cual es posible simular la profundidad de realización del experimento.

El análisis granulométrico y los límites de plasticidad, se realizaron sobre el material obtenido durante la operación de tallado de la muestra. El peso unitario a humedad natural se obtuvo mediante la relación de peso y volumen del suelo introducido en el molde. La humedad natural se midió en el suelo retirado del centro de la muestra luego de la operación de perforado mediante sacabocado, perforación que se utilizó para la instalación de la sonda minipresiométrica.

#### *3.5.2 Características de la prensa*

La prensa de compresión se compone de un equipo electrónico modelo Snr-Msh con una celda de carga con galgas extensométricas para compresión con capacidad máxima de 50 kN, linealidad  $\pm 0,10\%$ , histéresis de  $\pm 0,10\%$ , temperatura compensada entre  $0 \text{ }^\circ\text{C}$  y  $35 \text{ }^\circ\text{C}$  con temperatura operacional entre  $-20 \text{ }^\circ\text{C}$  y  $85 \text{ }^\circ\text{C}$ . El equipo tiene señal de salida de 2 mV, con resistencia (ent-sal)  $350 \pm 1\%$  ohms, de excitación nominal de 10V (AC-DC), la excitación máxima es de 20 V(AC-DC). El conjunto se encuentra calibrado en 10.000 cuentas con sensibilidad 500 gr. en todo el rango.

La medición de deformación se realiza por conversión de tiempos, ya que al poseer una velocidad de carga constante de  $50,8 \text{ mm/min.}$ , un temporizador toma lectura a tiempos constantes durante la aplicación de la carga, con lo cual es posible establecer el desplazamiento para el intervalo considerado. Los registros pueden transmitirse a una computadora mediante un puerto RS-232.

#### *3.5.3 Características de la celda*

La celda de ensayo se compone por un molde de 0,152m de diámetro, 0,173m de altura y 0,0067m de espesor, una base perforada y pedestal para registro de desplazamiento. Su esquema ensamblado se presenta en la Figura 3.8.

El molde posee las dimensiones establecidas por la norma ASTM (D-1883) empleado para el ensayo CBR (*Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio of Laboratory-Compacted Soils)*). La base posee perforaciones uniformemente distribuidas sobre la superficie que permiten incrementar el contenido de humedad mediante inundación desde la zona inferior.

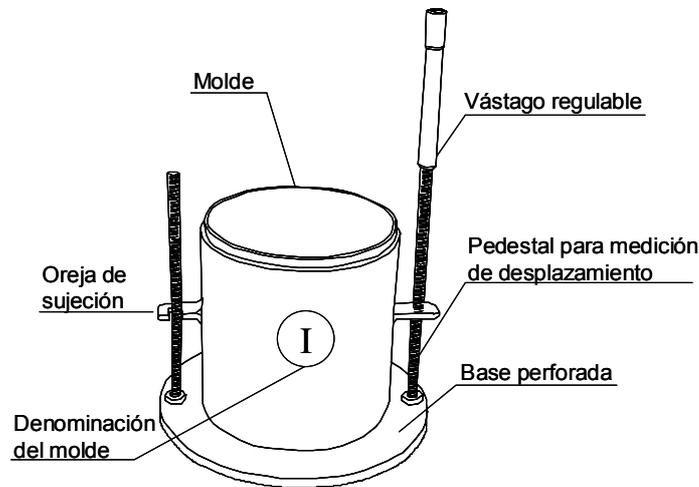


Figura 3.8: Esquema de la celda para ensayo minipresiométrico

### 3.5.4 Características de la sonda de ensayo

El cuerpo del transductor ha sido dividido en tres sectores (Figura 3.9), equivalentes a la sonda del presiómetro de Menard. Estas zonas se componen por dos celdas de guarda y una central de medición.

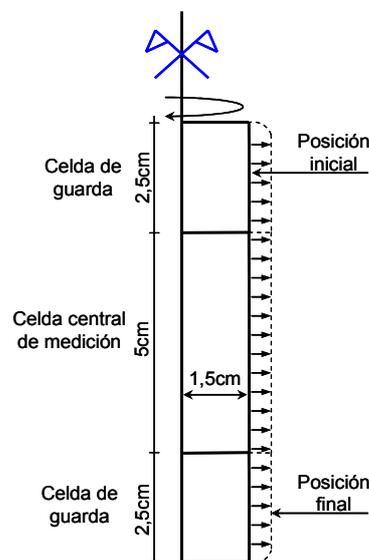


Figura 3.9: Esquema conceptual de distribución de celdas para el ensayo de expansión

La sonda de ensayo desarrollada, consiste en un cilindro macizo metálico con doble perforación que permite la conducción de fluidos utilizados para la deformación de la membrana y medición de volumen. Posee dos conexiones para mangueras de alta presión por las cuales se produce el transporte independiente de gas y líquido.

A las celdas extremas se las conecta al gas y a la central al líquido. La sonda fue construida en bronce para evitar la variación de volumen por incrustaciones de óxido en las conducciones metálicas. El cono de penetración se construyó en acero templado para su empleo en estudios futuros, simulando un minipresiómetro de cono. La Figura 3.10 presenta el ensamble del

dispositivo con el cuerpo de bronce, la punta cónica roscada de acero templado, y las membranas flexibles exterior e interior de caucho con 1,5 cm de radio interior. En el corte longitudinal se aprecian las conducciones de gas y agua o aceite hidráulico. Notar que se han construido rebajes alrededor de las perforaciones para asegurar una distribución uniforme del fluido a bajas presiones.

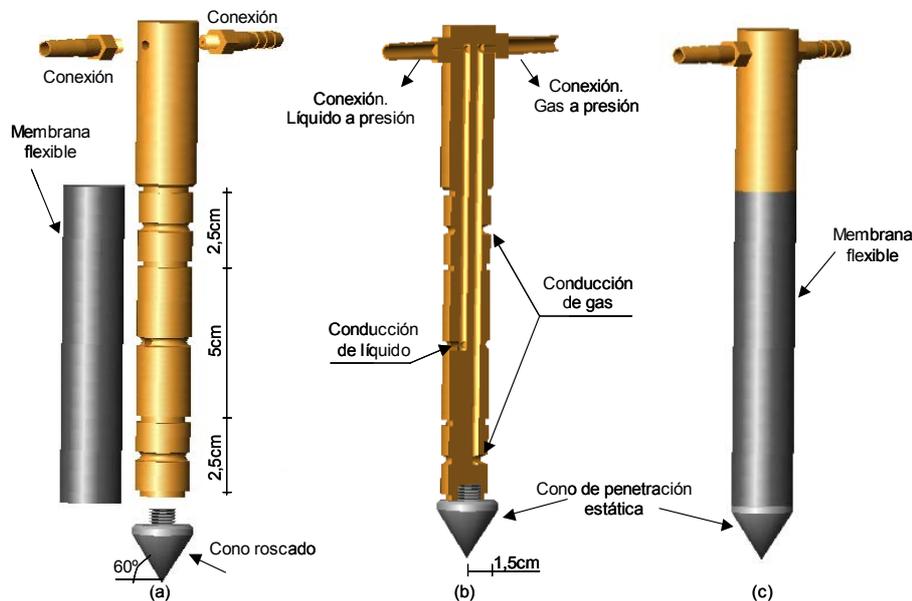


Figura 3.10: Sonda de ensayo. (a) Despiece de componentes. (b) corte longitudinal. (c) Sonda ensamblada

### 3.5.5 Características del controlador de presión y volumen

La presión aplicada y el volumen de líquido inyectado sobre las celdas de expansión se controlan mediante un panel. En la Figura 3.11 se esquematizan las conducciones y la disposición de los elementos constitutivos del ensayo minipresiométrico. El dispositivo de control de presión y volumen (panel controlador) se compone de un depósito de abastecimiento a la celda central, cuyo volumen se ha calibrado para dos alternativas. La primera, corresponde a grandes deformaciones, para la cual la válvula (5) permanece abierta y la segunda para volúmenes reducidos empleando la (5) en posición cerrada. El llenado del dispositivo con fluido se produce por la apertura de la válvula (4) con la cual es posible cebar el sistema.

El regulador de presión posee dos manómetros (entrada-salida) con el que se controla la expansión. El medidor de presión ubicado en la parte superior del panel debe poseer una capacidad en relación directa con el material a ensayar. La válvula de venteo es roscada para permitir una descompresión suave, cuando las presiones de trabajo son elevadas.

El panel de control posee una capacidad máxima de 800 kPa, a partir de los cuales, el visor de volumen sufre elevadas deformaciones radiales y fisuración progresiva por fatiga del material para varios ciclos de ensayos de carga y descarga. Se ha comprobado que presiones inferiores a los 500 kPa no producen este efecto, y en consecuencia ha sido el rango de trabajo adoptado.

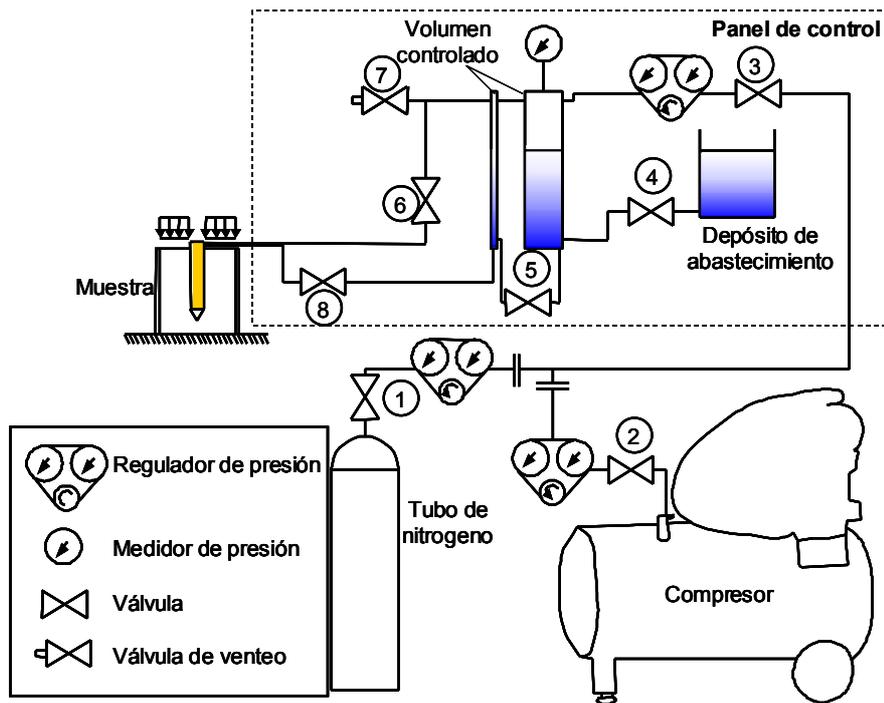


Figura 3.11: Esquema del controlador de presión y volumen.

Para las conexiones internas, se han empleado conducciones flexibles mediante mangueras de alta presión. La máxima presión recomendada por el fabricante es de 1200 kPa. Los mayores problemas hallados en el desarrollo del dispositivo, se presentan al trabajar con presiones elevadas se producen en los medios de unión.

Las válvulas son de cuerpo metálico con cierre de  $\frac{1}{4}$  vuelta, compuestos de material cerámico para alta presión. La Figura 3.12, presenta una vista del controlador de presión y volumen.

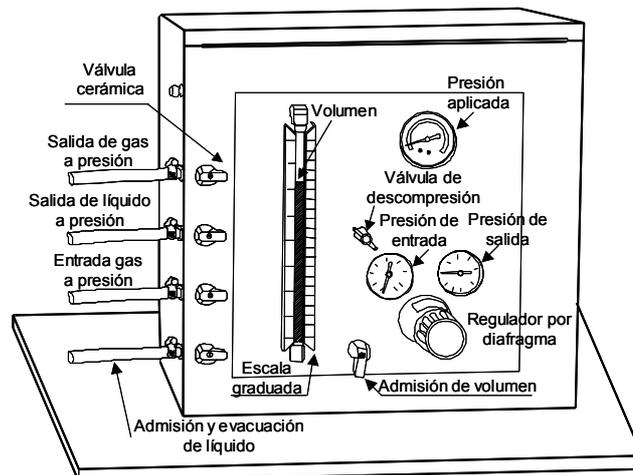


Figura 12: Dispositivo para control del volumen y la presión sobre la sonda

### 3.5.6 Configuración general para el ensayo minipresiométrico

En la Figura 3.13 se presenta un esquema del equipo minipresiométrico con el cual se detalla el procedimiento de ejecución del ensayo. La secuencia consiste en:

- (1) Operación de abastecimiento de fluido. Llenado del controlador de volumen:

Se realiza la apertura de la válvula de venteo para asegurar que el dispositivo no ha quedado cargado en un ensayo previo. Se coloca en la posición inicial (cerrado). Se mantienen cerradas las válvulas (u), (v) y (t) y abierta la válvula (l).

Se abre la válvula (j) para permitir el ingreso de líquido hasta el nivel de la válvula (t). Si se superara este nivel, se debe purgar el dispositivo debido a que ha ingresado líquido en las conducciones de gas. Finalmente se cierra (j).

(2) Cebado de las conducciones :

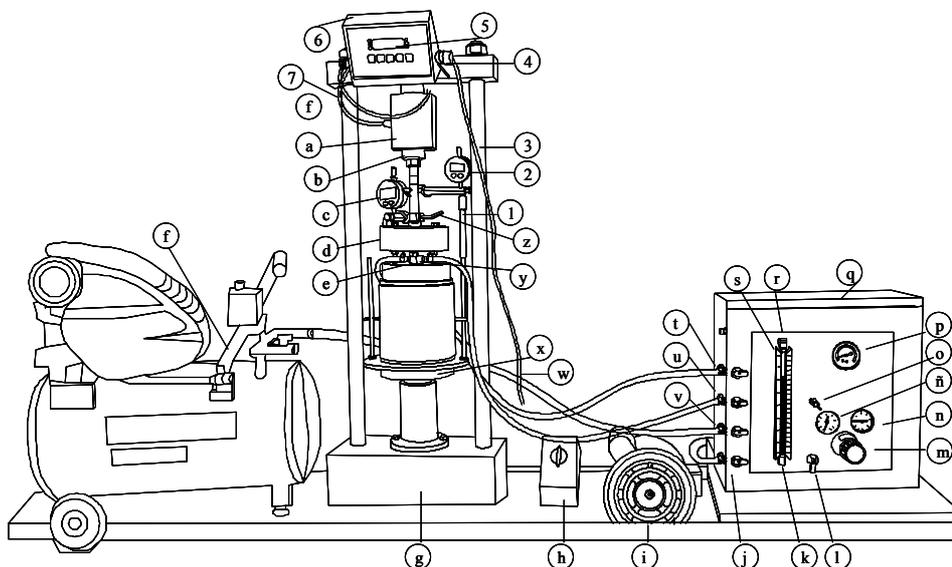
Antes de proceder al armado de la sonda, se llenan los conductos internos con el líquido, hasta lograr que aparezca en la conexión de la celda central en la sonda. Se colocan y fijan las mangueras de alta presión a las conexiones (t) y (u), las cuales deben ser cebadas previamente.

(3) Se conecta la manguera de presión entre el compresor o alternativamente, el tubo de nitrógeno al dispositivo de control presión y volumen.

(4) La muestra se coloca dentro del molde y se perfora el sector central de la probeta mediante sacabocado. En este trabajo se ha empleado un sacabocado fabricado de acero con geometría cilíndrica de 15 cm de longitud, 1,5 cm de radio y 1,2 mm de espesor, afilado en la punta hacia adentro del tubo. La operación se realiza mediante hincado estático en etapas de penetración sucesivas no superiores a 2 cm en una prensa de compresión. Durante la operación de perforación se ha pintado con aceite la cara externa del sacabocado para disminuir la perturbación en la cavidad.

(5) Se coloca la placa de carga perforada de sección anular (e) y se introduce la sonda hasta el tope brindado por las conexiones.

Se coloca la placa de transferencia (d) y se regulan los comparadores (c y 2) en el pedestal (1) y en la placa (d).



(a) Celda de carga (b) Cupla de bloqueo (c) Comparador (d) Placa de transferencia (e) Placa de carga perforada (f) Compresor (g) Base de transmisión (h) Llave conmutadora (i) Motor monofásico (j) Admisión y evacuación de líquido (k) Medición de volumen (l) Admisión de volumen (m) Regulador por diafragma (n) Presión de salida (ñ) Presión de entrada (o) Válvula de descompresión (p) Presión aplicada a las celdas minipresiométricas (q) Controlador de presión-volumen (r) Tubo de lectura (s) Escala graduada (t) Salida de gas a presión (u) Salida de líquido a presión (v) Entrada de gas a presión (w) Conexión AC 220V (x) Plato de carga (y) Sonda (z) soporte (1) Pedestal (2) Comparador (3) barra de reacción (4) Regulador de posición (5) Visor de lectura (6) Panel de configuración (7) Conexión a puerto RS 232

Figura 3.13: Dispositivo para el ensayo minipresiométrico

- (6) Se verifica que la cupla de bloqueo (b) se encuentra correctamente ajustada.
- (7) Se enciende el panel de configuración (6) y se pone a cero la lectura de carga.
- (8) Se enciende la llave conmutadora (h) a posición de avance.
- (9) Se toman lecturas para la simulación de la presión vertical equivalente a la profundidad a la cual fue tomada la muestra, y se registran las deformaciones en los comparadores digitales (c y 2). El primero de los comparadores (c) registra el efecto de cabeceo de la placa de transferencia, mientras que el (2), registra el desplazamiento vertical.

Una vez que se han realizado estas operaciones el ensayo está preparado para la fase de expansión. Se ponen en cero los comparadores y el visualizador de fuerza, para registrar las variaciones de carga y desplazamiento durante la deformación horizontal en el ensayo de expansión. Se toma lectura del nivel de fluido inicial en el visor (r). Los pasos a seguir son:

- (10) Se abre la válvula de la fuente de presión (compresor o tubo de nitrógeno).
- (11) Se verifica la estanqueidad del sistema. Se abre la válvula de venteo y se afloja el regulado de presión, para evitar que el dispositivo entre en carga descontroladamente.
- (12) Se abre la válvula (j).
- (13) Se ajusta el regulado por diafragma hasta que comienza a incrementarse la presión, lo cual puede identificarse claramente por el sonido que provoca esta acción durante la expulsión de gas por la válvula de venteo.
- (14) Se cierra el venteo, con lo cual el dispositivo entra en carga para la presión inicial.
- (15) Se abren las válvulas (t) y (u), comenzando el primer tramo de expansión en la sonda.
- (16) Se registran las variaciones de lectura en los comparadores y en el visor del panel de configuración de la prensa.
- (17) Se toman lecturas a intervalos de tiempo constante, hasta que no se aprecian modificaciones en el nivel de fluido medido en el tubo de lectura.
- (18) Se incrementa la presión con el regulador y se repite el paso 17 en adelante hasta completar el rango de trabajo.

Finalmente, con los registros obtenidos se construye la curva minipresiométrica, sobre la cual se realiza una corrección por la expansión de los conductos del dispositivo. La curva de corrección se obtiene a partir de una calibración ajustada por una función analítica que depende del nivel de presión. En Loess, el tiempo recomendado para la estabilización del volumen inyectado, para incrementos de presión menores a 20 kPa es de 15 minutos. El tiempo de estabilización depende del nivel de humedad al cual se encuentra la muestra. En estado de saturación próxima al 100% la variación de volumen para 15 minutos es reducida y puede considerarse estabilizada. Para bajos contenido de humedad, próximos al natural, las deformaciones radiales son instantáneas, si bien es recomendable mantener la carga por eventuales ablandamientos de la matriz de suelo.

### **3.6. Calibración**

#### *3.6.1 Consideraciones generales*

Los resultados obtenidos del ensayo de expansión, requieren una serie de correcciones que dependen de la característica del dispositivo de control, de la expansión de las conducciones, del

incremento de presión hidrostático, la presión necesaria para expandir las membranas flexibles y la corrección por entrada en carga de las paredes de la cavidad.

Debido a que el ensayo se realiza en laboratorio, el incremento de presión hidrostática, que frecuentemente es de magnitud considerable en los ensayos presiométricos realizados en campo, no tiene relevancia para este dispositivo.

El incremento de presión mínimo que puede lograrse con el regulador de diafragma como el empleado en este dispositivo, supera la presión necesaria para producir la expansión irreversible de las membranas que conforman la celda central y las de guarda. No se ha podido establecer la corrección por la rigidez de la membrana en la curva de expansión, debido a que la presión necesaria para expandir a presión atmosférica, es inferior a la capacidad de los manómetros. Como consecuencia no se ha tenido en cuenta esta corrección en las ecuaciones analíticas que ajustan los datos experimentales de calibración.

### 3.6.2 Calibración de nivel-volumen

Se ha realizado la calibración del dispositivo de control de volumen empleando el principio de vasos comunicantes. Se llena el recipiente donde se almacena el líquido y se conecta la salida a una bureta graduada. Se mide el descenso en el controlador y simultáneamente se registra la variación de nivel en la bureta. Esta operación se realiza para diferentes volúmenes. La Figura 3.14 presenta las mediciones obtenidas. El nivel medido en centímetros y el volumen desalojado o incorporado al dispositivo medido en mililitros. La pendiente de la función de aproximación establece la relación entre las escalas.

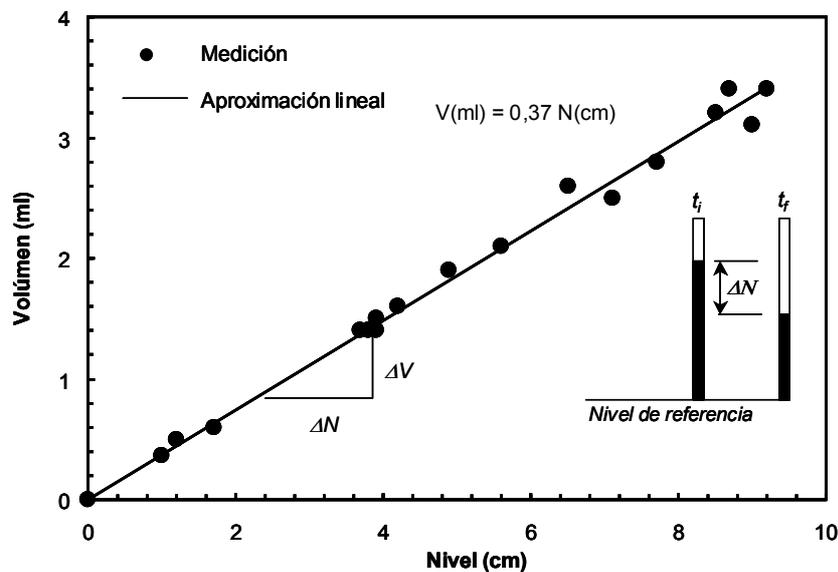


Figura 3.14: Relación entre la variación de nivel en centímetros y el volumen de líquido desalojado o incorporado

En la Figura 3.14 se aprecia que variaciones de nivel superior a 6 cm los resultados poseen mayor dispersión. En consecuencia se recomienda que los incrementos de presión no produzcan descensos del nivel de 3 ml. Esto posee un doble efecto, por un lado se obtiene mayor precisión y por otro se generan curvas de expansión mas suaves.

### 3.6.3. Calibración por expansión de conductos y conexiones

El incremento de presión produce expansión de los conductos flexibles, en consecuencia se requiere establecer una tendencia que permita obtener la diferencia entre la curva de expansión y volumen medido en la muestra y la debida a los conductos. La Figura 3.15, presenta los accesorios de confinamiento para la prueba de expansión de conductos. Se compone de un tubo bipartido del mismo diámetro que la sonda. El tubo se sujeta contra el cuerpo de bronce de la sonda por dos medios cilindros de acero vinculados entre si mediante pernos roscados.



Figura 3.15: Fotografía de accesorios empleados para el ensayo de expansión de conductos.  
Sonda minipresiométrica

La Figura 3.16 presenta la relación entre la presión desarrollada en el interior del panel controlador y el volumen expandido del dispositivo (recipiente y mangueras flexibles). Para ajustar los resultados experimentales se ha empleado una función racional como:

$$V = \alpha\sqrt{P} \quad (3.1)$$

Donde  $V$ = volumen en mililitros,  $\alpha$ = coeficiente empírico y  $P$ = presión medida en el manómetro principal.

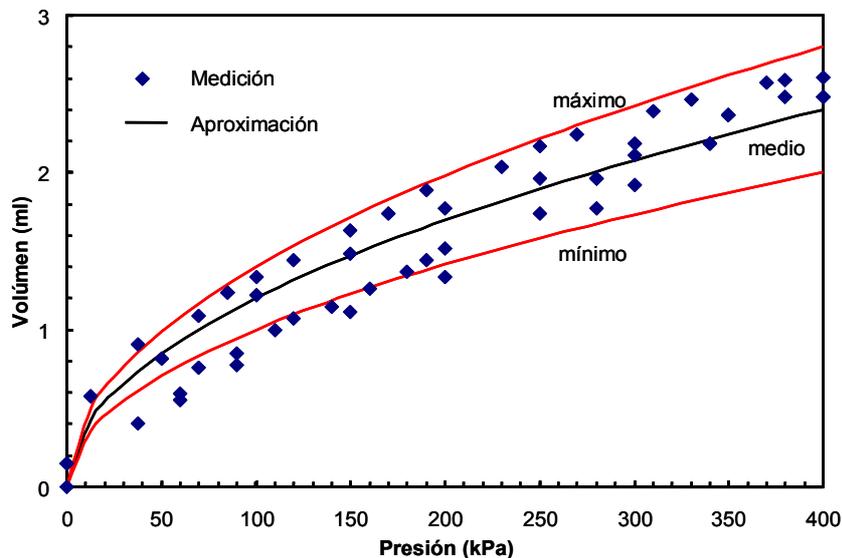


Figura 3.16: Relación entre la presión y la expansión del controlador de volumen.

Notar que en la Figura 3.16 se han incluido las curvas de máxima y de mínima para la función propuesta. Los valores de  $\alpha$  para las curvas presentadas son:  $\alpha$ = 0,14 máxima; 0,12 media y 0,10 mínima. La ecuación empírica posee buen ajuste y es de gran simplicidad. Considerar que para la

curva corregida solo se debe establecer la diferencia entre los resultados del ensayo minipresiométrico y la función de expansión del dispositivo.

Para facilitar el orden en el proceso de ensayo de expansión, se propone la planilla de datos que se presenta en la Figura 3.17. Notar que se registran los datos geométricos, el peso del molde y de las placas de transferencia de carga. De la muestra, se registra el contenido de humedad, el peso unitario al contenido de humedad ensayado, junto a diferentes cuantificaciones de expansión. Durante el ensayo se registran los valores de expansión y presión. La curva de expansión minipresiométrica obtenida bajo situaciones de perforación desfavorable, posee el aspecto presentado en la Figura 3.18. Notar que existe variación de la deformación volumétrica inicial con una pequeña presión en el interior de la cavidad.

Ensayo Minipresiométrico				Tesis Doctoral, Pedro Arrúa				Ubicación: Ciudad Universitaria			
Categoría del molde II		Placa de transferencia		Datos de la muestra		Placa de carga		1		2	
Diámetro (m):	0.152	Peso (kg):	7.036	Diámetro nominal	7.036	Diámetro real (m):	7.036	Peso (kg):	4.539	Área (m <sup>2</sup> ):	2.284
Área (m <sup>2</sup> ):	0.173	Área (m <sup>2</sup> ):	5.119	Área real (m <sup>2</sup> ):	5.119	Área real (m <sup>2</sup> ):	5.119	Área (m <sup>2</sup> ):	0.035	Diámetro interno (m):	0.022
Peso Carga (kg):	4264	Diámetro (m):	2708	Diámetro (m):	0.152	Diámetro externo (m):	0.152	Diámetro externo (m):	0.035	Área (m <sup>2</sup> ):	0.144
Peso Base (kg):	0.00313923	Peso (kg):	4399	Peso (kg):	4399	Área (m <sup>2</sup> ):	0.0164	Área (m <sup>2</sup> ):	0.0164	Área (m <sup>2</sup> ):	0.0148
Humedad de la muestra				Preparación de muestra				12367 gr			
Mp1	Ppt	Ppt-P11	w%	w%	Prom.	Peso de steel + molde + peso molde =		17.25 kNm <sup>3</sup>		12.26 kNm <sup>3</sup>	
H04	13.00	43.10	40.00	40.00	40.69	Peso unitario Humedo =		12.26 kNm <sup>3</sup>		12.26 kNm <sup>3</sup>	
H05	13.10	49.20	39.38	39.38	40.69	Peso unitario seco =					
ED2	13.00	51.10	38.70	42.70	40.69						

Presión kg/cm <sup>2</sup>	Presión kNm/m <sup>2</sup>	Volumen Inyectado		Exp. Dep.	Volumen m <sup>3</sup>	s <sub>1</sub> - s <sub>2</sub> - s <sub>3</sub>	L <sub>0</sub> (s <sub>1</sub> )	s <sub>1</sub> - s <sub>2</sub> - s <sub>3</sub>
		z uol. inel.	z uol. elast.					
0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0525	6.25	0.45	2.1	0.17	1.93	5.47	1.70	2.63
0.25	25	1.5	4.05	0.42	3.63	10.28	2.33	4.77
0.375	37.5	2.5	5.05	0.55	4.50	12.75	2.55	5.62
0.375	37.5	0	0	0.55	4.50	12.75	2.55	5.62
0.55	55	2.7	7.75	0.70	7.05	19.95	2.99	8.69
0.55	55	0.05	0	0.70	7.05	19.95	2.99	8.69
0.9	90	4.5	12.2	0.97	11.23	31.78	3.45	12.88
0.9	90	0.4	0	0.97	11.23	31.78	3.45	12.88
0.95	95	2.1	13.9	1.01	12.89	36.49	3.60	14.40
0.95	95	0.3	0	1.01	12.89	36.49	3.60	14.40
1	100	1.15	14.75	1.04	13.71	38.80	3.66	15.11
1	100	0.35	0	1.04	13.71	38.80	3.66	15.11
1.3	130	3.3	2.95	1.24	16.45	46.59	3.84	17.40
1.3	130	0.4	0	1.24	16.45	46.59	3.84	17.40
1.4	140	2.4	19.7	1.30	18.40	52.08	3.95	18.90
1.4	140	0.5	0	1.30	18.40	52.08	3.95	18.90
1.4	140	3	2.5	1.30	20.90	59.15	4.08	20.73
1.4	140	0.5	0	1.30	20.90	59.15	4.08	20.73
1.425	142.5	3.7	25.4	1.32	21.08	63.17	4.22	22.88
1.425	142.5	0.5	0	1.32	21.08	63.17	4.22	22.88
1.4	140	2.9	21.8	1.30	26.50	75.01	4.32	24.40
1.4	140	0.7	0	1.30	26.50	75.01	4.32	24.40
1.4	140	3.5	30.5	1.30	29.30	82.93	4.42	26.05
1.4	140	0.8	0	1.30	29.30	82.93	4.42	26.05

Esta presión es tan baja que supera el rango de medición de los manómetros, tal como se explica en el apartado 3.6.1. Este fenómeno se atribuye a la expansión necesaria para lograr que la

membrana entre en contacto con la pared de la cavidad. La experiencia obtenida en este trabajo indica que usualmente, ante perforaciones cuidadosas este efecto es despreciable y no es apreciado en la mayoría de las curvas obtenidas.

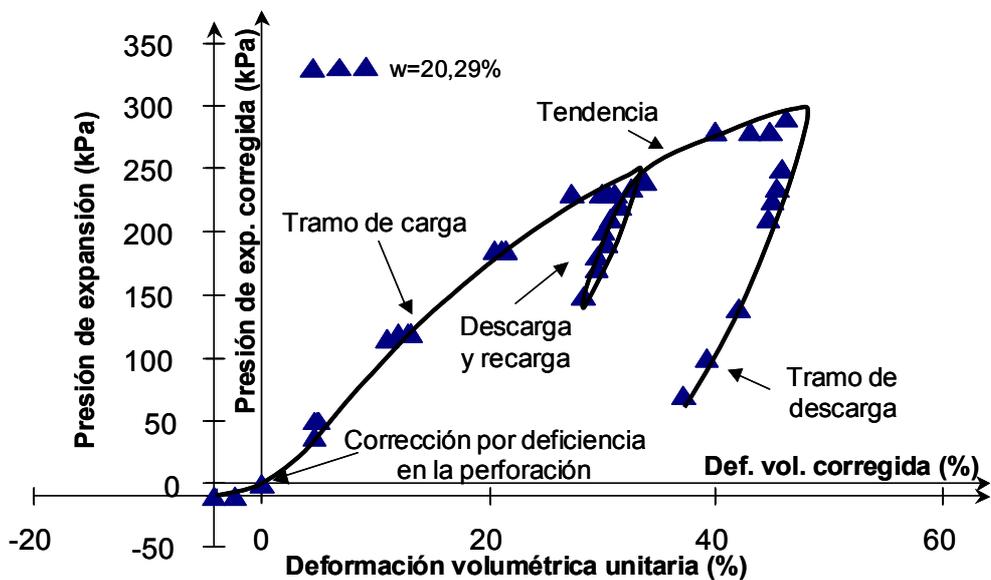


Figura 3.18: Curva de expansión minipresiométrica corregida en suelo limoso remoldeado y contenido de humedad del 20,29%.

## Capítulo 4

### Comportamiento tenso-deformacional del loess en dirección horizontal

#### 4.1. Introducción

En la revisión de las características tenso-deformacionales del suelo loésico, se ha puesto de manifiesto la ausencia de información y resultados experimentales que caractericen el comportamiento en dirección horizontal del material. Por lo tanto, en las estructuras donde la interacción con el suelo es importante, no se disponen de parámetros que permitan conocer la respuesta global del sistema ante cargas laterales.

Para sortear este inconveniente, usualmente se emplean los resultados de ensayos en dirección vertical, lo cual puede llevar a sobreestimaciones de las respuestas del suelo, tal como se muestra en los resultados experimentales presentados en este capítulo.

A los fines de cuantificar la diferencia de comportamiento direccional o anisotropía del material se han efectuado ensayos de compresión confinada de un perfil de suelos en dirección vertical bajo contenido de humedad natural y humedad incrementada. Estos resultados se comparan con los realizados en dirección horizontal. Los resultados indican que existe una sobreestimación de la respuesta con valores máximos de hasta un 75%. También se han realizado ensayos edométricos sobre muestras remoldeadas para establecer la influencia del grado de saturación independientemente de la estructuración de las probetas.

La expansión de cavidad cilíndrica se ha realizado en base a un plan de ensayos destinados a contemplar la influencia de la estructura en dirección horizontal y el grado de saturación para muestras inalteradas, remoldeadas, y construidas con incrustaciones nodulares.

Se evalúa la influencia del grado de sobre-consolidación y se propone un modelo sencillo basado en una formulación funcional compuesta, para hallar las curvas de expansión a diferentes grados de saturación.

#### 4.2 Compresión confinada en dirección vertical

##### 4.2.1 Preparación de las muestras

Las probetas inalteradas fueron preparadas separando del bloque principal terrones de menor tamaño que fueron humedecidos por rociado y almacenados en bolsas plásticas durante 1 mes para homogeneizar la humedad de la muestra. Las muestras inalteradas fueron talladas en anillos flotantes a partir de los terrones obtenidos del bloque extraído del campo. La dirección del ensayo (horizontal o vertical) se ha establecido a partir de la demarcación previa realizada en campo.

##### 4.2.2 Compresión confinada a humedad natural

Por cada metro de profundidad se han tallado muestras designadas como Compresión a Humedad Natural en dirección Vertical (CHNV) sobre las cuales se ha determinado el contenido de humedad gravimétrica ( $w$ ), y el peso unitario seco inicial ( $\gamma_{ai}$ ). El grado de saturación inicial ( $S_r$ ) se ha obtenido mediante relaciones entre el contenido de humedad, la gravedad específica y el peso unitario seco. La Tabla 4.1 presenta las características de las muestras empleadas en los ensayos de caracterización mecánica del ensayo edométrico.

Los ensayos realizados sobre las muestras presentadas en la Tabla 4.1 poseen saltos de carga que producen presiones sostenidas sobre las muestras de 0,10kPa – 12kPa - 24kPa - 48kPa - 95kPa - 212kPa - 300kPa - 446kPa - 1020kPa, y el tiempo que se mantuvo la carga fue el suficiente para que la variación de deformaciones sea nula luego de 15 minutos medido con un comparador de graduación mínima de 0,001 mm.

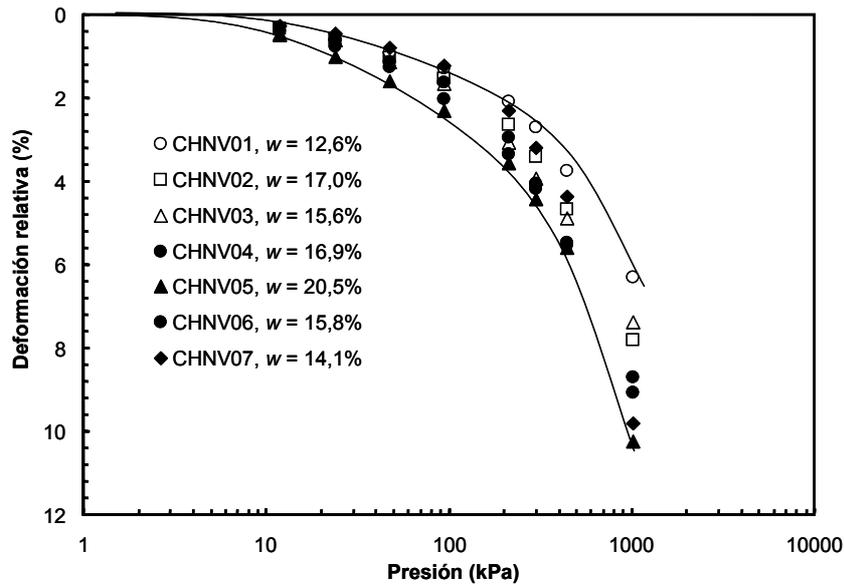
La Figura 4.1 presenta los resultados en un espacio semi-logarítmico de presión y deformación unitaria. Las líneas curvas en trazos continuos son colocadas en la gráfica para orientar la lectura de los resultados, indicando la máxima y mínima deformación obtenida para un nivel de carga establecido. Notar que los resultados se han ordenado en dos grupos.

Tabla 4.1: Muestras inalteradas empleadas en los ensayos de compresión confinada bajo condición de humedad natural en dirección vertical

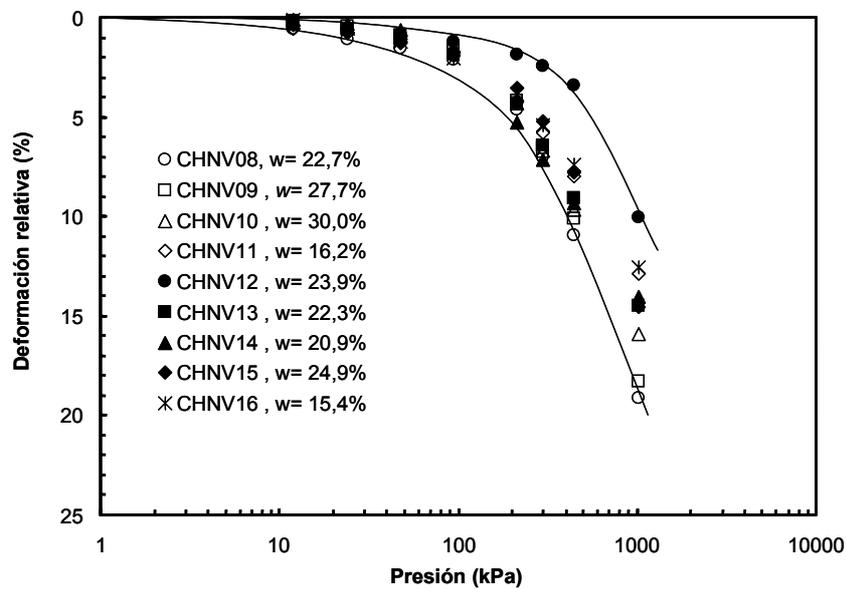
Muestra	Profundidad (m)	w (%)	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Sr (%)
CHNV01	1,0	12,6	12,3	28,6
CHNV02	2,0	17,0	12,8	41,5
CHNV03	3,0	15,6	12,9	38,7
CHNV04	4,0	16,9	13,0	42,5
CHNV05	5,0	20,5	13,2	53,1
CHNV06	6,0	15,8	13,3	41,5
CHNV07	7,0	14,1	13,5	38,2
CHNV08	8,0	22,7	13,2	59,0
CHNV09	9,0	27,7	13,7	77,3
CHNV10	10,0	30,0	13,3	79,1
CHNV11	11,0	16,2	13,1	41,4
CHNV12	12,0	23,9	12,3	54,1
CHNV13	13,0	22,3	13,3	58,7
CHNV14	14,0	20,9	12,2	46,7
CHNV15	15,0	24,9	12,5	58,3
CHNV16	16,0	15,4	13,0	38,8

#### 4.2.3 Compresión confinada a humedad incrementada

A diferentes profundidades se han tallado muestras designadas como Compresión a Humedad INcrementada en dirección Vertical (CHINV), sobre las cuales se ha determinado la humedad gravimétrica ( $w$ ), el peso unitario seco inicial ( $\gamma_{di}$ ) y el grado de saturación inicial ( $Sr$ ) de manera similar que en el caso anterior. La Tabla 4.2 resume presenta las condiciones iniciales de las muestras con humedad incrementada artificialmente, pero de estructura inalterada.



(a)



(b)

Figura 4.1: Ensayo de compresión confinada a humedad natural sobre muestras inalteradas (a) Muestras CHNV01 a CHNV07, (b) Muestras CHNV08 a CHNV16

Tabla 4.2: Muestras empleadas para los ensayos de compresión confinada inalteradas bajo condición de humedad incrementada en dirección vertical

Muestra	Profundidad (m)	w (%)	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Sr (%)
CHINV01	1,0	31,9	12,6	75,6
CHINV02	2,0	27,8	12,5	64,9
CHINV03	3,0	28,6	13,0	72,0
CHINV04	4,0	29,8	13,1	76,1
CHINV05	5,0	34,2	13,3	90,0
CHINV06	6,0	32,7	12,7	78,7
CHINV07	7,0	32,9	13,5	89,2
CHINV08	8,0	39,0	13,1	99,6
CHINV09	10,0	35,5	13,5	96,2
CHINV10	15,0	35,0	12,3	79,3

La Figura 4.2 presenta las curvas de compresibilidad en un espacio semi-logarítmico de presión y deformación unitaria.

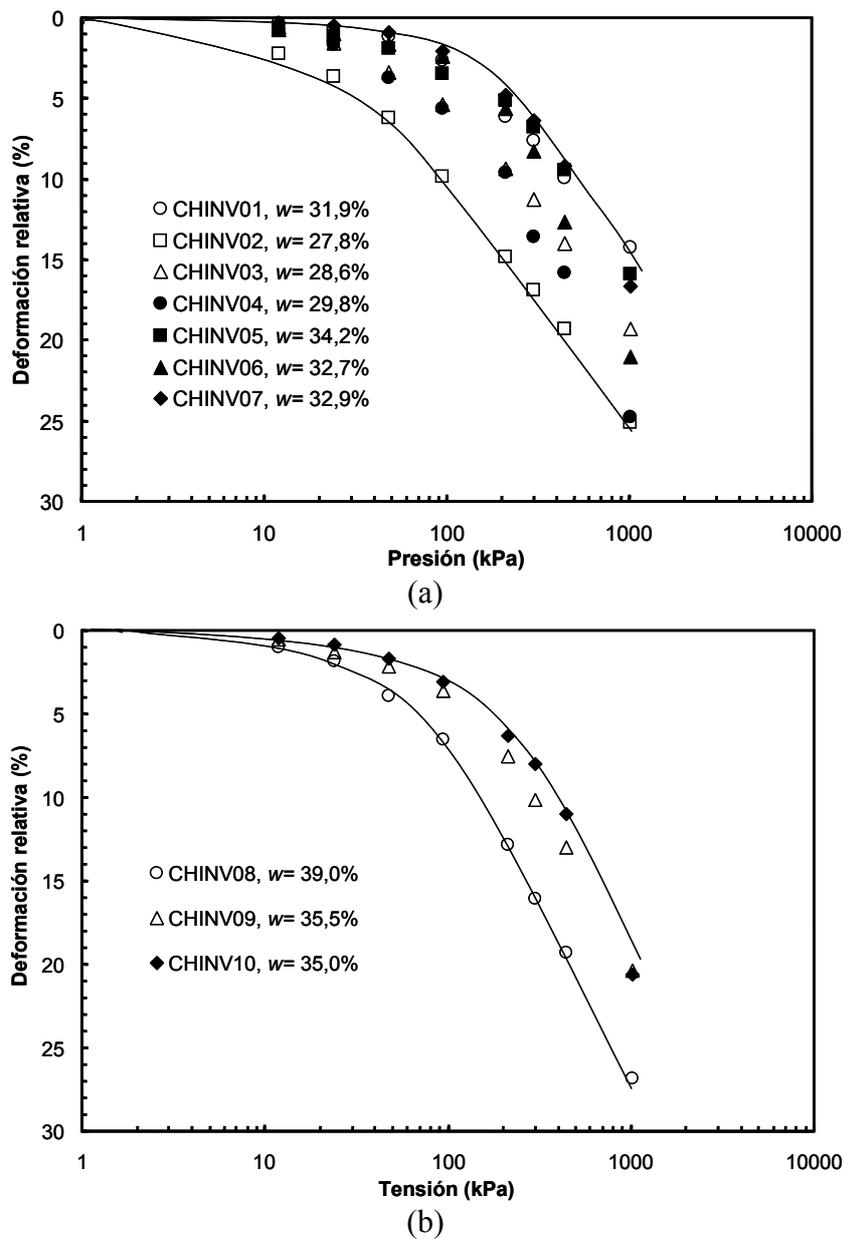


Figura 4.2: Ensayo de compresión confinada sobre muestras inalteradas con humedad incrementada

### 4.3 Compresión confinada en dirección horizontal

#### 4.3.1 Preparación de las muestras

Del bloque principal de suelo obtenido de la exploración a cielo abierto, se fraccionaron las probetas para ser ensayadas en dirección horizontal. Al igual que en las muestras ensayadas en dirección vertical, la dirección del ensayo se estableció durante la operación de toma de suelo realizada en el momento de la excavación.

### 4.3.2 Compresión confinada a humedad natural

Por cada metro de profundidad se han tallado muestras designadas como Compresión a Humedad Natural en dirección Horizontal (CHNH). En la Tabla 4.3, se presentan las características de las muestras empleadas en los ensayos mecánicos del tipo edométrico.

Tabla 4.3: Muestras empleadas en los ensayos de compresión confinada inalteradas bajo condición de humedad natural en dirección horizontal

Muestra	Profundidad (m)	w (%)	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Sr (%)
CHNH01	1,0	11,7	13,0	29,3
CHNH02	2,0	17,0	12,9	41,0
CHNH03	3,0	14,7	12,5	34,5
CHNH04	4,0	16,2	12,8	39,7
CHNH05	5,0	13,1	13,3	34,8
CHNH06	6,0	15,8	13,2	41,2
CHNH07	7,0	15,6	13,0	39,4

La Figura 4.3 presenta los resultados del ensayo de compresión confinada para las muestras CHNH01 a CHNH07, cuya nomenclatura se ha establecido en la gráfica a partir de su profundidad de extracción. Igual que para los ensayos en dirección vertical, se han esquematizado curvas de aproximación en línea de trazo continuo para facilitar la lectura de los resultados, indicando la máxima y mínima deformación observada para un nivel de carga establecido.

### 4.3.3 Compresión confinada a humedad incrementada

Sobre muestras obtenidas entre 1,0 metros y 7,0 metros de profundidad, se han provocado incrementos de humedad por inundación para la evaluación del comportamiento en tensión-deformación de las probetas.

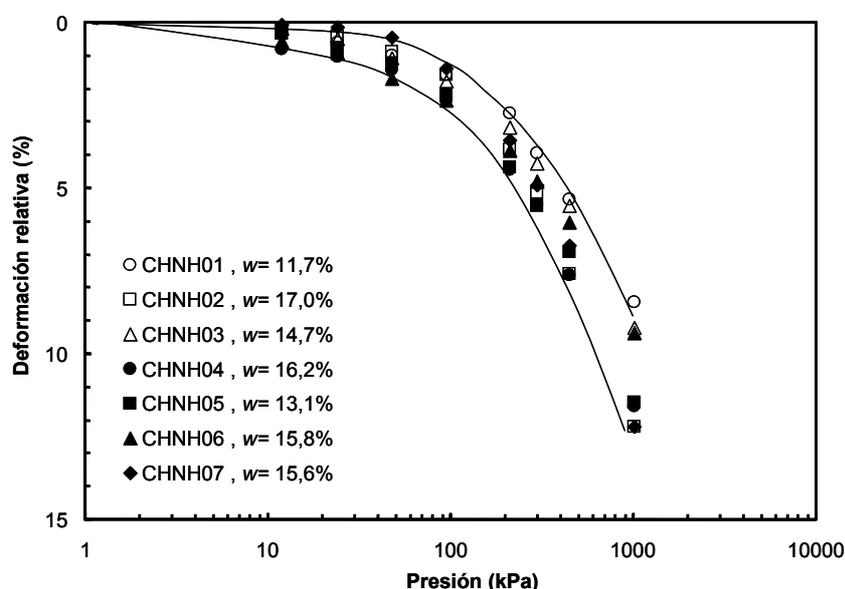


Figura 4.3: Ensayos de compresión confinada sobre muestras inalteradas en dirección horizontal bajo contenido de humedad natural

Se ha designado a cada una de ellas mediante la descripción, Compresión a Humedad INcrementada en dirección Horizontal (CHINH). La Tabla 4.4 presenta los valores de humedad ( $w$ ), peso unitario seco ( $\gamma_d$ ) y grado de saturación ( $S_r$ ) determinados para cada una de las

muestras obtenidas. En la Figura 4.4 se muestran los resultados obtenidos a partir de ensayos edométricos para las muestras CHINH01 a CHINH07. Los niveles de deformación son elevados y se aprecia una variación entre el 15% y 30% de deformación unitaria para niveles de presión de 1000 kPa.

Tabla 4.4: Muestras empleadas en los ensayos de compresión confinada inalteradas bajo condición de humedad incrementada en dirección horizontal

Muestra	Profundidad (m)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Sr (%)
CHINH01	1,0	30,4	12,5	70,7
CHINH02	2,0	25,2	12,7	60,5
CHINH03	3,0	28,3	12,7	67,7
CHINH04	4,0	33,8	13,2	87,2
CHINH05	5,0	35,4	13,1	91,2
CHINH06	6,0	34,2	13,9	98,0
CHINH07	7,0	32,3	13,3	85,5

La tendencia muestra que las diferencias de comportamiento en las diferentes muestras, se hacen mas pronunciadas con el incremento de presión.

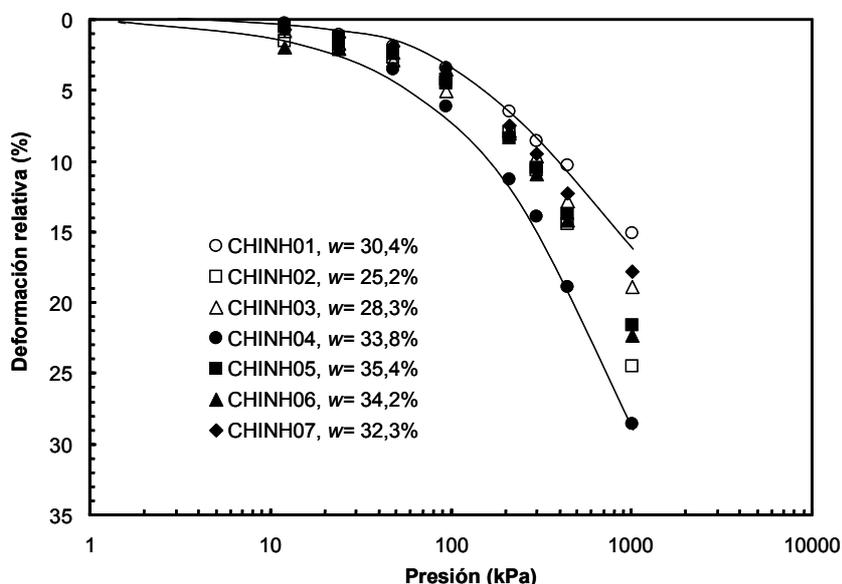


Figura 4.4: Ensayo de compresión confinada sobre muestras inalteradas en dirección horizontal con humedad incrementada

#### 4.4 Compresión confinada sobre muestras remodeladas

##### 4.4.1 Preparación de las muestras

Del material almacenado para la construcción de probetas remodeladas se compactó suelo en tres etapas sucesivas mediante carga estática. Cada capa fue escarificada para brindar continuidad al material. Una vez ejecutada la secuencia para la generación de las probetas se recalculó el peso unitario húmedo como parámetro de verificación de la muestra obtenida.

##### 4.4.2 Compresión confinada a diferentes grados de saturación

La Tabla 4.5 presenta las características de las muestras remodeladas. La nomenclatura indica Compresión sobre Muestras Remoldeadas (CMR).

Tabla 4.5: Muestras remoldeadas empleadas en los ensayos de compresión confinada

Muestras	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Sr (%)
CMR01	13,0	13,3	33,4
CMR02	12,9	16,4	40,9
CMR03	13,0	20,3	51,1
CMR04	13,1	21,6	55,1
CMR05	13,1	25,9	66,5
CMR06	13,1	31,3	79,6

La Figura 4.5 muestra la tendencia del comportamiento de las muestras con diferentes contenidos de humedad. Aquellas muestras que poseen mayor cantidad de agua, sufren mayores deformaciones para un mismo nivel de tensión, y en consecuencia son probetas con menor rigidez. Un comportamiento similar ha sido previamente observado por Holtz (1953), Bally (1973), Redolfi (1982) y Feda (1988) entre otros.

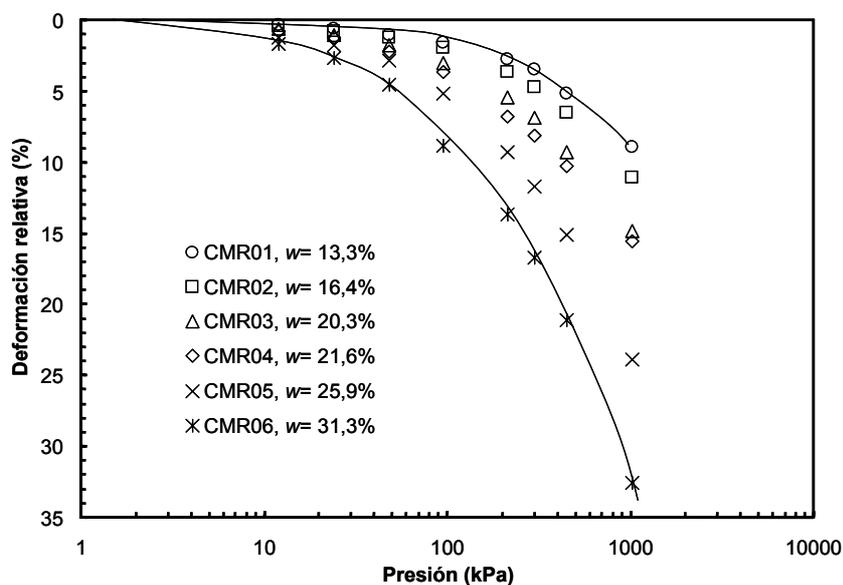


Figura 4.5: Ensayo de compresión confinada sobre muestras reconstituidas a diferente contenidos de humedad

## 4.5 Expansión minipresiométrica sobre muestras inalteradas

### 4.5.1 Preparación de las muestras

El sector de emplazamiento de la perforación a cielo abierto, empleado para la extracción de las muestras para el ensayo de expansión, se ubicó a 2 metros de distancia respecto a la posición de las exploraciones realizadas para los ensayos descritos en los apartados anteriores.

El proceso de obtención, consiste en ejecutar una perforación hasta la profundidad de toma de muestra y en lugar de extraer el pan inalterado como un bloque, se coloca la celda como se indica en la Figura 4.6. Se efectúa un tallado preliminar como el esquematizado en la Etapa I y luego se efectúa un tallado cuidadoso hasta obtener el esquema presentado en la etapa 2, donde el molde es presionado hasta que el suelo se introduce dentro del mismo. Una vez finalizada esta operación se introduce el molde con suelo en bolsas plásticas, para evitar la pérdida de humedad.

El ensayo de expansión en suelo saturado se realizó, luego de someter a inundación la muestra durante 48 horas.

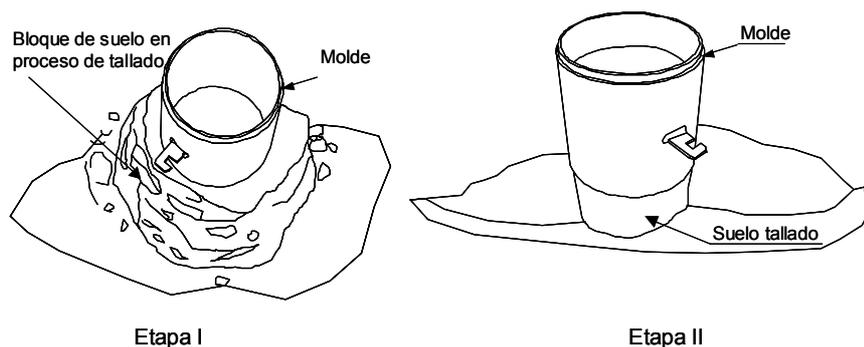


Figura 4.6: Esquema de preparación de muestra en campo

#### 4.5.2 Ensayo de expansión a humedad natural e inundada

La Tabla 4.6 presenta las características de las muestras ensayadas, las cuales se han denominado como Expansión sobre Muestras Inalteradas (EMI).

Tabla 4.6: Muestras inalteradas empleadas en el ensayo de expansión

Muestras	Profundidad (m)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Sr (%)
EMI01	1,0	12,4	12,7	29,2
EMI02	1,0	12,3	40,7	92,2

La Figura 4.7, muestra la influencia del contenido de humedad en presión volumen, del comportamiento de las muestras ensayadas. Aquellas muestras que poseen mayor cantidad de agua, sufren mayores deformaciones para un mismo nivel de presión interna en la cavidad, y en consecuencia son materiales con menor rigidez. El comportamiento de estos materiales bajo las condiciones del ensayo presentan las mismas características generales que los observados en los ensayos de compresión confinada.

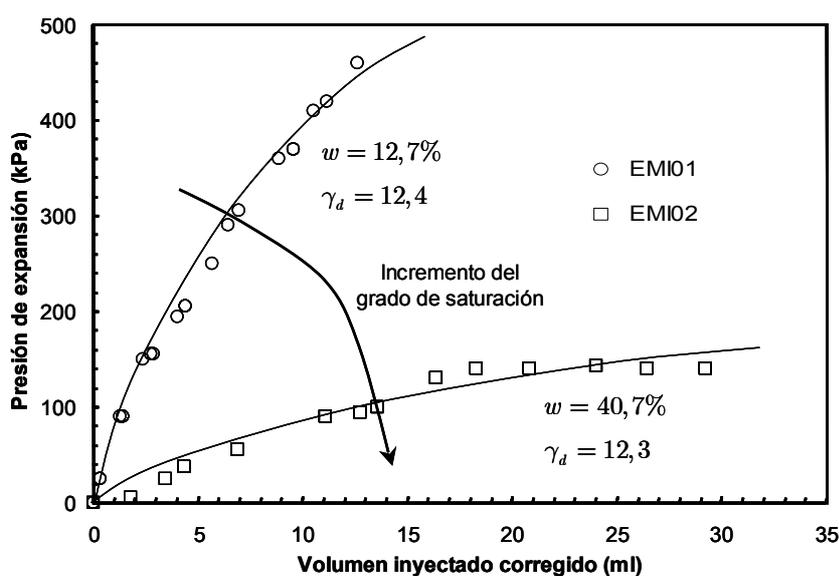


Figura 4.7: Relación entre la presión de expansión en el interior de la cavidad y el volumen corregido

## 4.6 Expansión minipresiométrica sobre muestras remoldeadas

### 4.6.1 Aspectos generales

A partir del suelo loésico almacenado se generaron una serie de muestras remoldeadas a diferentes contenidos de humedad, con pesos unitarios próximos al valor medio obtenido en el Capítulo 3. Se construyeron 6 muestras, las cuales fueron compactadas en forma estática, en tres etapas, escaificando entre capas para dar continuidad al material. Una vez ejecutada la secuencia para la generación de las probetas se recalculó el peso unitario húmedo como parámetro de verificación.

### 4.6.2 Expansión a diferentes grados de saturación

Se ejecutaron los ensayos de expansión sobre muestras con diferentes contenidos de humedad (ver Tabla 4.7), designadas como Expansión en Muestras Remoldeadas (EMR).

Tabla 4.7: Muestras remoldeadas empleadas en los ensayos de expansión

Muestra	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Sr (%)
EMR01	12,6	13,6	32,2
EMR02	12,4	16,4	37,7
EMR03	12,4	20,3	46,7
EMR04	12,3	21,6	49,0
EMR05	14,4	25,9	80,3
EMR06	13,8	31,59	89,5

En la Figura 4.8 se presentan los resultados obtenidos en el ensayo de expansión, donde no se han graficado los tramos de descarga y recarga efectuados a diferentes niveles de presión, para mostrar la tendencia general de la curva. Se aprecia que el incremento de rigidez puede asociarse a la disminución del grado de saturación.

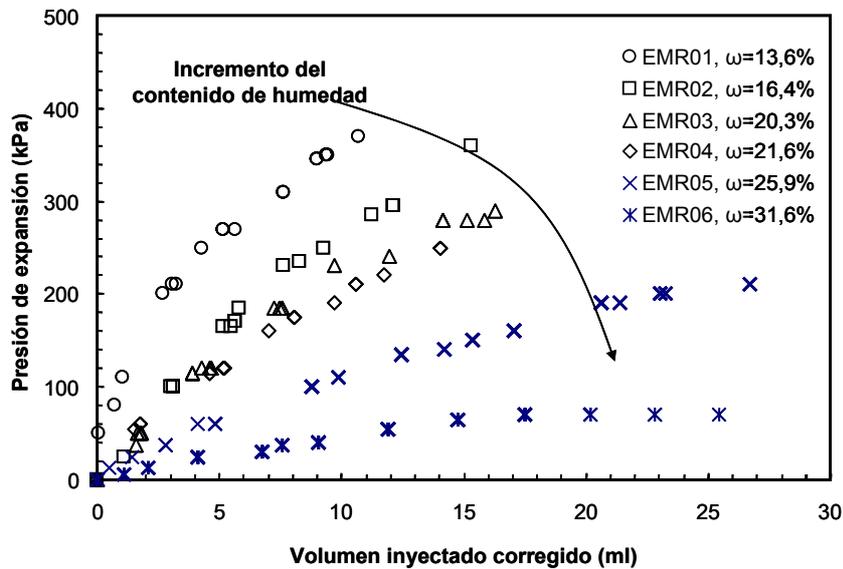


Figura 4.8: Relación entre la presión de expansión en el interior de la cavidad y el volumen inyectado para muestras remoldeadas con diferentes contenidos de humedad

Notar que los máximos niveles de volumen inyectado son próximos a los 30ml y el nivel de presión del dispositivo es insuficiente para establecer las presiones máximas cuando el suelo se encuentra con un bajo contenido de humedad.

## 4.7 Expansión sobre muestras remoldeadas con incrustaciones nodulares

### 4.7.1 Preparación de las muestras

Sobre el material loésico almacenado según el procedimiento descrito se ha tamizado suelo, discriminando las partículas retenidas en los tamices T10, T20, T4 y T1/2". Empleando la curva de distribución granulométrica obtenida con el procedimiento propuesto por Rinaldi y Capdevila (2006) presentada en la Figura 5.3, se fabricó una muestra equivalente al loess inalterado. La Tabla 4.8 presenta los porcentajes de incrustaciones nodulares empleados en la obtención de la muestra.

Tabla 4.8: Porcentaje de suelo de aporte para la construcción de la muestra

Suelo	Porcentaje aportado a la mezcla (%)
Matriz	45
Nódulos Retenidos T10	25
Nódulos Retenidos T20	5
Nódulos Retenidos T4	20
Nódulos Retenidos T1/2"	5

La Figura 4.9, presenta una fotografía del suelo en su estado previo al de compactación estática dentro del molde. El procedimiento para la preparación de las muestras se describe en detalle en el Capítulo 3.

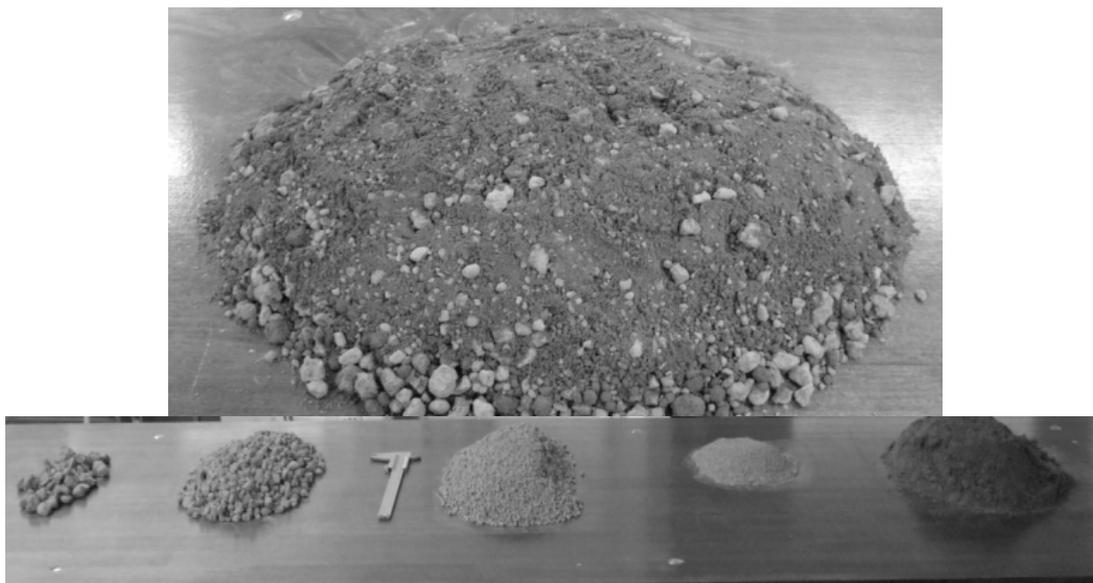


Figura 4.9: Fotografía de muestra fabricada con incrustaciones nodulares

### 4.7.2 Expansión sobre muestra remoldeada con nódulos

El peso unitario seco logrado en la muestra coincide con el valor medio establecido para este tipo de suelo en estado natural ( $\gamma_d = 13 \text{ kN/m}^3$ ). La Figura 4.10 presenta los resultados obtenidos por medio del ensayo de expansión.

La curva presión-volumen se ha establecido para una humedad del 15,5 % hasta una deformación volumétrica de 20 ml. Se ha denominado a esta muestra como Expansión sobre Muestra Remoldeada con Nódulos (EMRN).

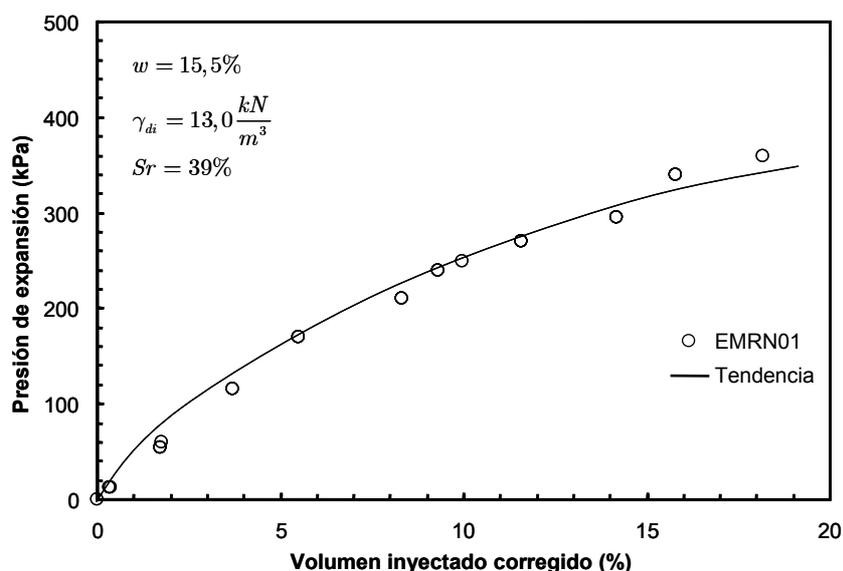


Figura 4.10: Relación entre presión en el interior de la cavidad y el volumen inyectado en muestra con incrustaciones nodulares

## 4.8 Expansión sobre muestras remoldeadas con diferente relación de sobreconsolidación

### 4.8.1 Preparación y resultados obtenidos sobre las muestras

Para cada muestra ensayada bajo expansión se siguió el siguiente procedimiento:

- Incremento de la carga vertical estática y sostenida hasta el nivel de sobreconsolidación requerido para el análisis (140 kPa, 280 kPa, 560 kPa y 1120 kPa).
- Se mantuvo la presión constante durante 48 horas para cada una de las muestras ensayadas.
- Descarga e instrumentación con la sonda minipresiométrica.
- Incremento de la presión vertical a una relación de sobreconsolidación unitaria.

Luego de la secuencia (a)-(d), se realizó la expansión de cavidad para cada una de las muestras.

La Tabla 4.10 presenta las características más importantes de las muestras ensayadas, las cuales han sido denominadas Expansión sobre Muestras Remoldeadas Sobreconsolidadas (ERSC), se indica la relación de sobreconsolidación (RSC), la tensión vertical de preconsolidación ( $\sigma'v0$ ), la humedad gravimétrica ( $w$ ) y el peso unitario seco inicial ( $\gamma_{di}$ ).

En la Figura 4.11, se presenta la respuesta de las curvas de presión expansión para los diferentes niveles de sobreconsolidación. Notar que un incremento en la presión vertical y en consecuencia una disminución de la relación de vacíos, provoca una rigidización de las muestras.

## 4.9 Análisis de resultados

### 4.9.1 Comportamiento en carga deformación bajo estado edométrico

Para caracterizar el comportamiento en dirección horizontal del suelo y establecer las posibles diferencias respecto a la dirección vertical, es necesario contar con muestras extraídas a las mismas profundidades, con el mismo peso unitario, y bajo idénticos contenidos de humedad.

Tabla 4.10: Muestras remoldeadas empleadas para la evaluación de la sobreconsolidación en el ensayo de expansión

Muestra	RSC	$\sigma'_{v0}$	w (%)	$\gamma_{di}$
EMRS01	2	140	16,5	13,0
EMRS02	3	280	16,45	13,1
EMRS03	4	560	16,48	13,0
EMRS04	5	1120	16,5	13,0

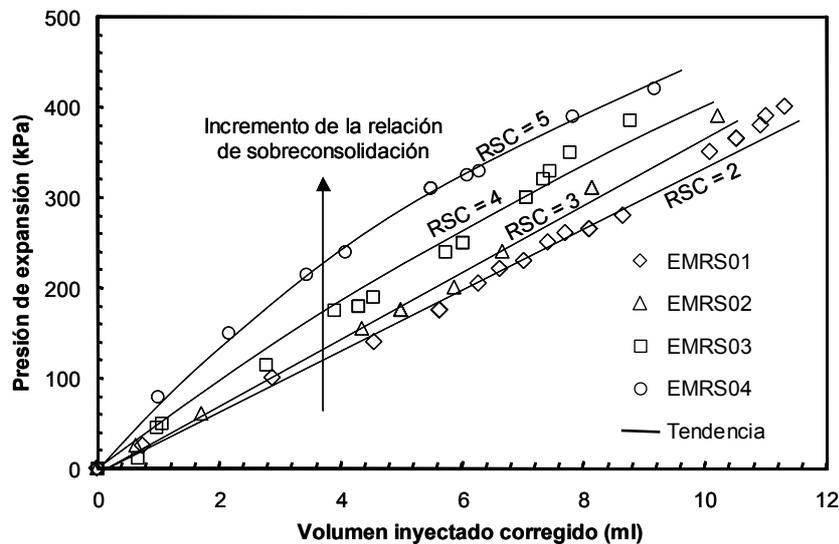


Figura 4.11: Relación entre el volumen inyectado y la presión en el interior de la cavidad para diferentes relaciones de sobreconsolidación

Además, en caso de ser posible es positivo que las probetas sean confeccionadas a partir del mismo bloque de suelo inalterado extraído en campo. Estos requisitos han sido respetados cuidadosamente en todos los ensayos realizados en este trabajo.

Se han obtenido las curvas de compresión confinada para las diferentes condiciones de estado. De esta manera, se han agrupado las curvas edométricas indicadas en la Figura 4.12, que facilitan la identificación cualitativa en la tendencia general de comportamiento. Las curvas se han clasificado por profundidad y combinan las direcciones de los ensayos (horizontal y vertical). La pequeña diferencia de los pesos unitarios de las probetas se atribuye al proceso de tallado.

Se aprecia una clara tendencia en el comportamiento direccional del suelo, lo que da cuenta de la anisotropía del material. El ensayo realizado bajo dirección horizontal muestra que el suelo posee menor rigidez en esta dirección. Observe que en todos los casos la respuesta obtenida para el suelo ensayado en la dirección horizontal muestra mayores deformaciones que los observados en la misma muestra cuando es ensayada en la dirección vertical.

La cuantificación de módulos direccionales se ha establecido en relaciones edométricas para niveles de tensión frecuentemente empleadas en la práctica ingenieril. En escala de presión y deformación unitaria porcentual lineal, se define el módulo edométrico en dirección vertical como  $M_{edov}$  y para la dirección horizontal como  $M_{edoh}$ . La relación entre estos módulos para 100

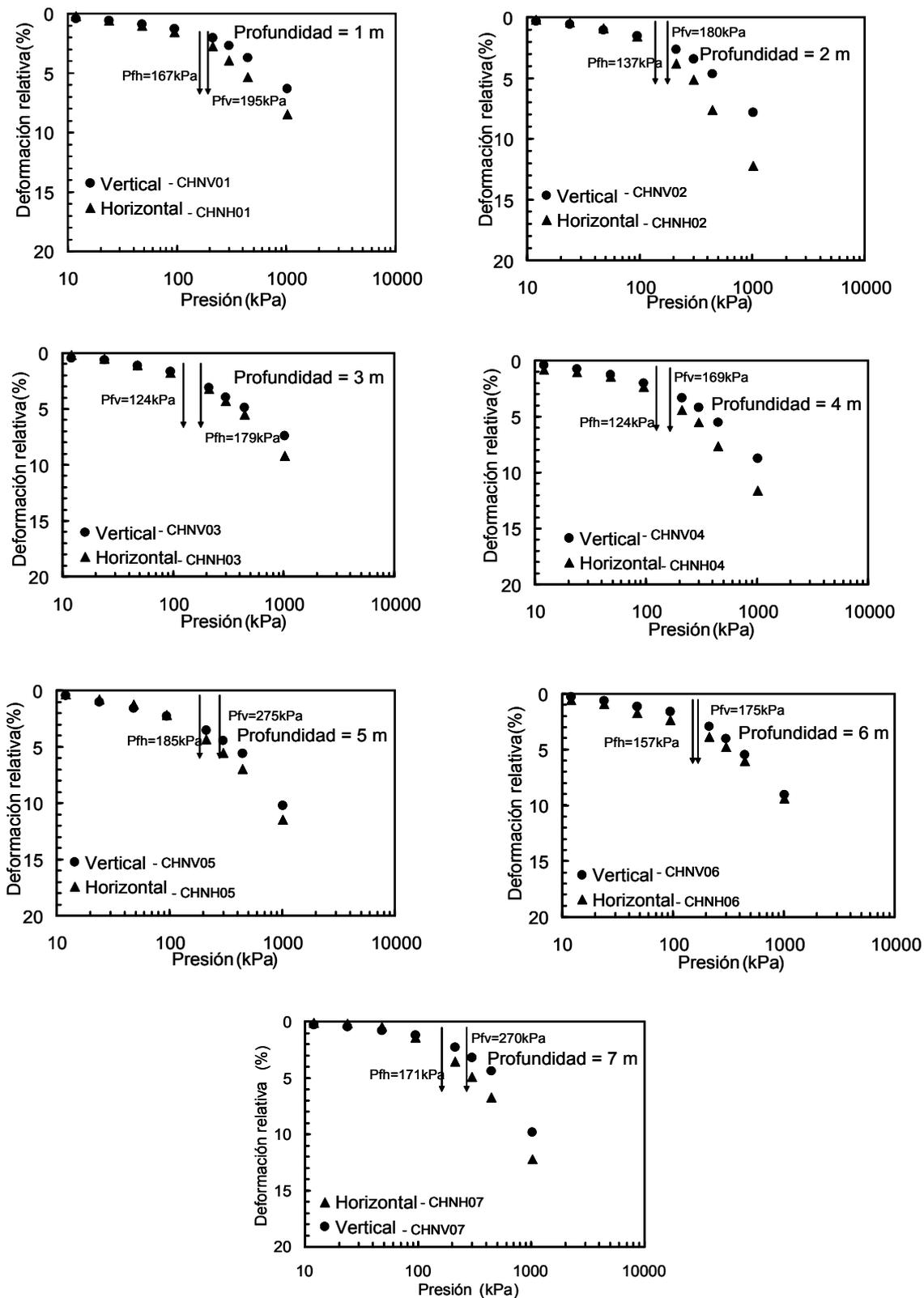


Figura 4.12: Comparación de curvas edométricas en dirección vertical y horizontal a humedad natural en muestras de suelo inalteradas a profundidades desde 1 metro hasta 7 metros

kPa permite establecer que las sobrestimaciones medias oscilan entre un 25 % y un 40% para cualquier profundidad, independientemente del peso unitario seco y del contenido de humedad (Figura 4.13). Los máximos de sobrestimación alcanzan valores del 75 %, para presiones próximas a los 600 kPa.

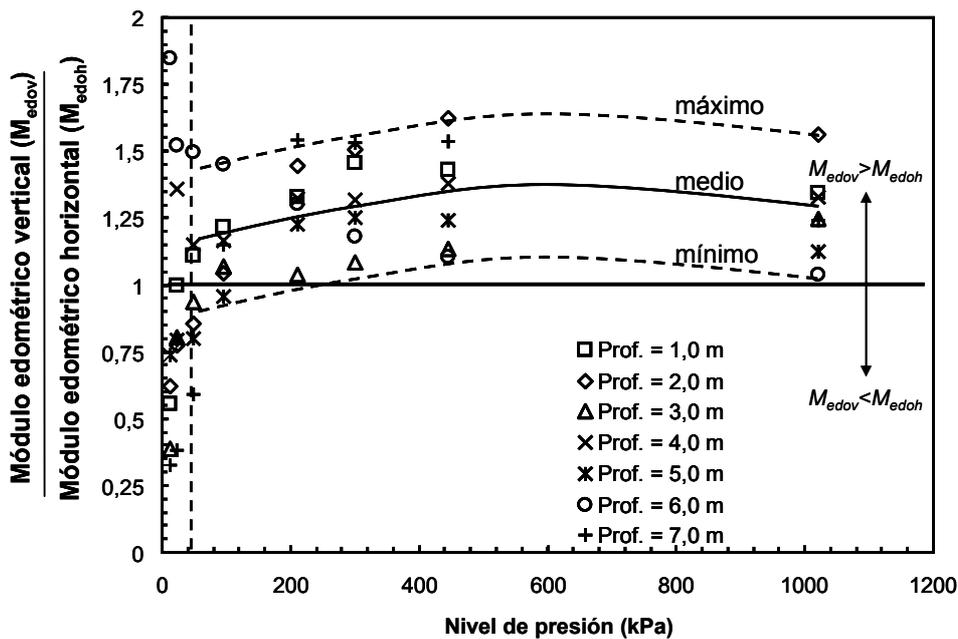


Figura 4.13: Relación entre el nivel de presión y la normalización de módulo en dirección vertical y horizontal

En la Figura 4.14, se presenta la comparación entre el comportamiento edométrico del suelo loésico en dirección horizontal y vertical de muestras con humedad incrementada a diferentes profundidades. Notar que las tendencias son levemente diferentes, a pesar de lo cual las diferencias marcadas en la Figura 4.12 se mantienen.

Para cuantificar la diferencia de comportamiento entre dirección horizontal y vertical junto a los contenidos de humedad, se define la magnitud de deformación direccional ( $\delta_d$ ) como:

$$\delta_d = \varepsilon_v - \varepsilon_h$$

Donde  $\varepsilon_v$ ,  $\varepsilon_h$  = deformación unitaria porcentual sobre muestras ensayadas en dirección vertical y horizontal para un nivel de carga  $\sigma_l$  pre-establecido.

La Figura 4.15 presenta la magnitud de deformación direccional porcentual acumulada para las condiciones de humedad natural e incrementada. Se pone de manifiesto que el incremento del nivel tensional provoca mayores deformaciones en dirección horizontal que en la vertical, y que  $\delta_d$  aumenta con la presión media efectiva actuante.

La variación del nivel tensional y la presión de fluencia, permiten establecer en la curva edométrica, dos rectas cuyas pendientes definen el tramo de recarga y carga, usualmente asociados a deformaciones elásticas y plásticas. De este modo, se define la pendiente ( $p$ ) de la recta que pasa por el par coordenado  $(\varepsilon_f, p_f)$ , como la relación entre el incremento de deformación unitaria y la diferencia de los logaritmos de presión  $p = (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) / (\log(\sigma_2 / \sigma_1))$ . Donde  $\varepsilon_f$  = deformación unitaria de fluencia y  $p_f$  = presión de fluencia. Los módulos tangentes para diferentes grados de saturación en dirección horizontal y vertical se han agrupado en la Figura 4.16, para los tramos de carga y recarga. Notar que la pendiente  $p$ , es equivalente a los coeficientes  $c_c$  y  $c_r$  en los ensayos de compresión confinada.

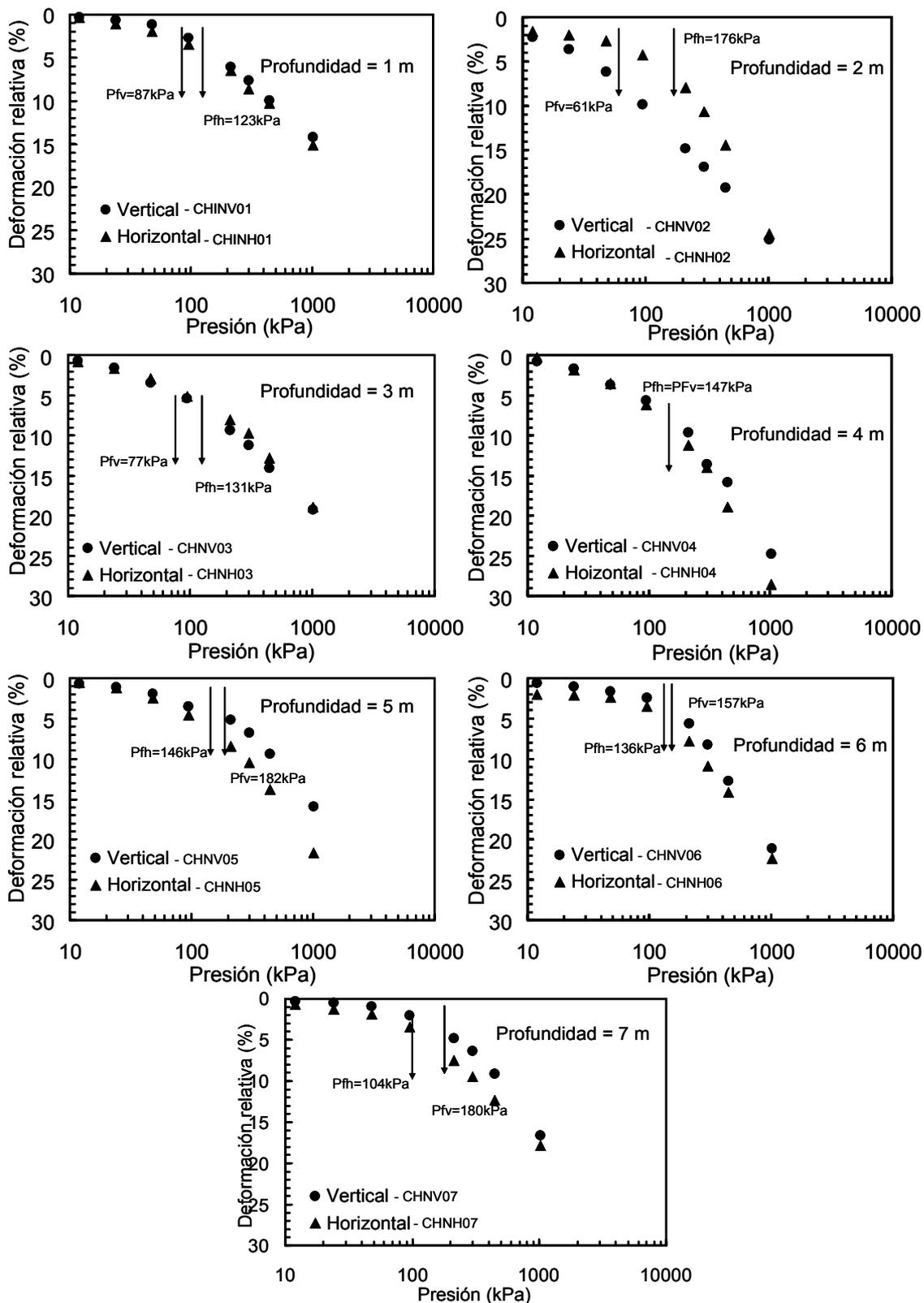


Figura 4.14: Comparación de curvas edométricas en dirección vertical y horizontal a humedad incrementada en muestras de suelo inalteradas a profundidades desde 1 metro hasta 7 metros

Se aprecia que el incremento en el grado de saturación provoca un aumento de las pendientes tanto en el tramo de carga o recarga, lo cual pone de manifiesto la disminución de rigidez con el aumento del contenido de humedad. Notar que el aumento de la pendiente, implica mayor incremento de la deformación unitaria ( $\Delta \epsilon$ )

Además, el incremento en el grado de saturación marca una disminución de las presiones de fluencia tanto en dirección vertical como horizontal (Figura 4.17) que serán empleados para caracterizar el comportamiento con variaciones de humedad.

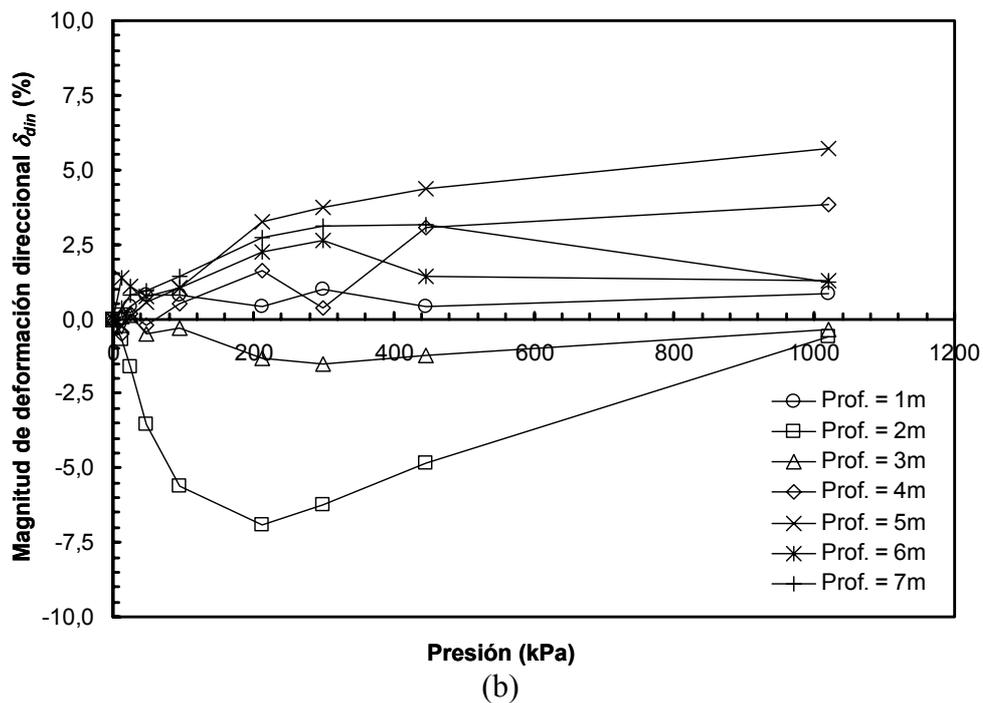
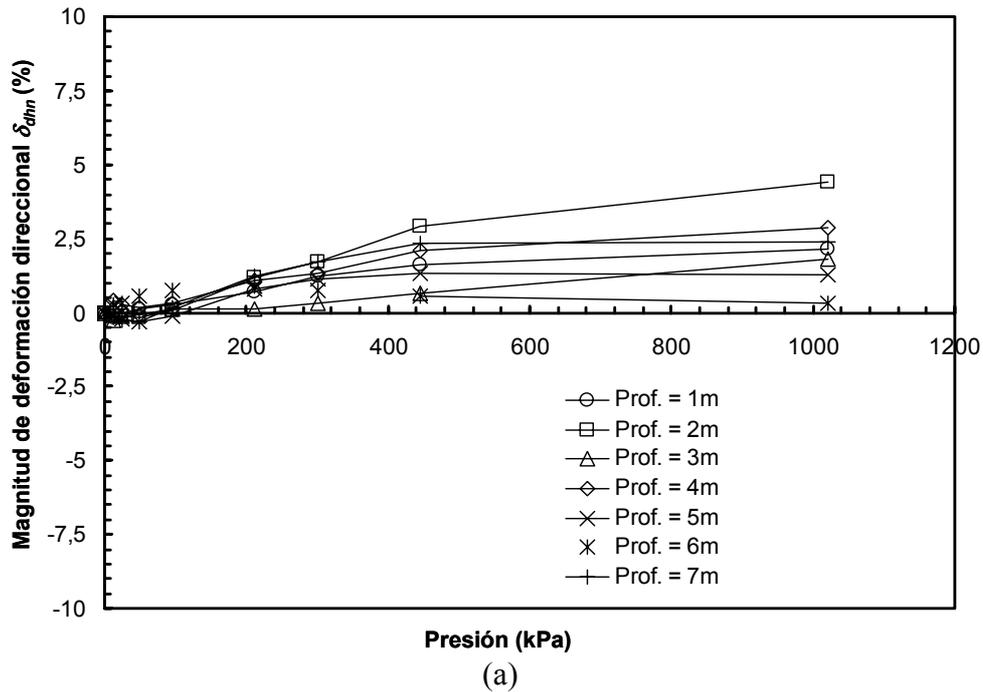


Figura 4.15: Relación entre el nivel tensional y la magnitud de deformación direccional acumulada. (a) Humedad natural. (b) Humedad incrementada

Notar que en las Figuras 4.16 y 4.17 no se aprecian variaciones importantes de estos parámetros, para ambas direcciones en las tendencias generales establecidas por medio de mínimos cuadrados. Se presume que estos resultados han llevado a la creencia general de comportamiento isotrópico del suelo loésico. Sin embargo, la Figura 4.18 muestra que la tendencia lineal de presiones de fluencia en dirección horizontal y vertical no posee pendiente unitaria, mostrando que no es posible establecer una dependencia uno a uno entre direcciones y en consecuencia no

es aceptable asumir que el comportamiento no se encuentra influenciado por la dirección de aplicación de las acciones. La dispersión en los resultados, es notablemente inferior en dirección horizontal (100kPa – 200kPa) que en dirección vertical (60kPa – 275kPa).

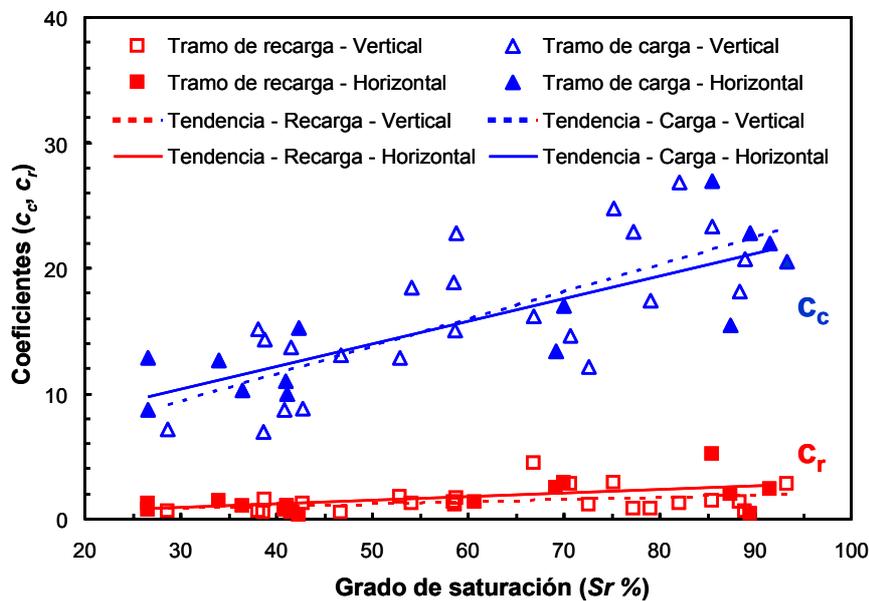


Figura 4.16: Relación entre el grado de saturación y la pendiente de los tramos de carga y recarga

Las pendientes en los tramos de recarga y carga junto a las presiones de fluencia son parámetros de las curvas edométricas empleadas frecuentemente en la calibración de modelos de suelo y cálculo de fundaciones mediante métodos analíticos. En modelos de comportamiento donde se requieren módulos a niveles de tensión especificados generalmente se emplea el módulo edométrico a 100 kPa (M100), que puede relacionarse con el grado de saturación mediante funciones exponenciales, presentadas en la Figura 4.19.

La tendencia para las muestras en estado inalterado se ha establecido por mínimos cuadrados, con límites superior e inferior. Se aprecia que el límite inferior concuerda con la tendencia de las muestras remoldeadas. Se presume que este comportamiento se debe a la desestructuración que se manifiesta en una pérdida de rigidez. Esto permite definir un valor mínimo de M100 en dirección horizontal bajo condición inalterada de 1000 kPa con un máximo de 8000 kPa.

#### 4.9.2 Comportamiento horizontal bajo expansión de cavidad

Los ensayos edométricos han puesto de manifiesto que en dirección horizontal el suelo posee un comportamiento influenciado principalmente por el contenido de humedad y posiblemente por la estructuración del suelo.

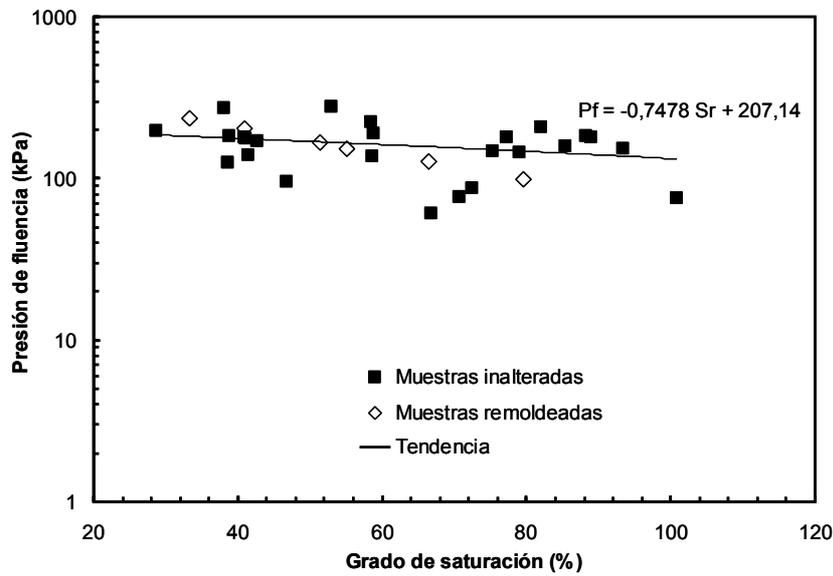
En los ensayos de expansión se requiere la definición de un parámetro característico de la curva presión-expansión. Se ha definido el módulo minipresiométrico inicial ( $E_{MPs}$ ), como el cociente incremental entre la presión interior en la cavidad y la deformación volumétrica unitaria al 5%.

$$E_{MPs} = \frac{\psi - \psi_0}{\varepsilon - \varepsilon_0}$$

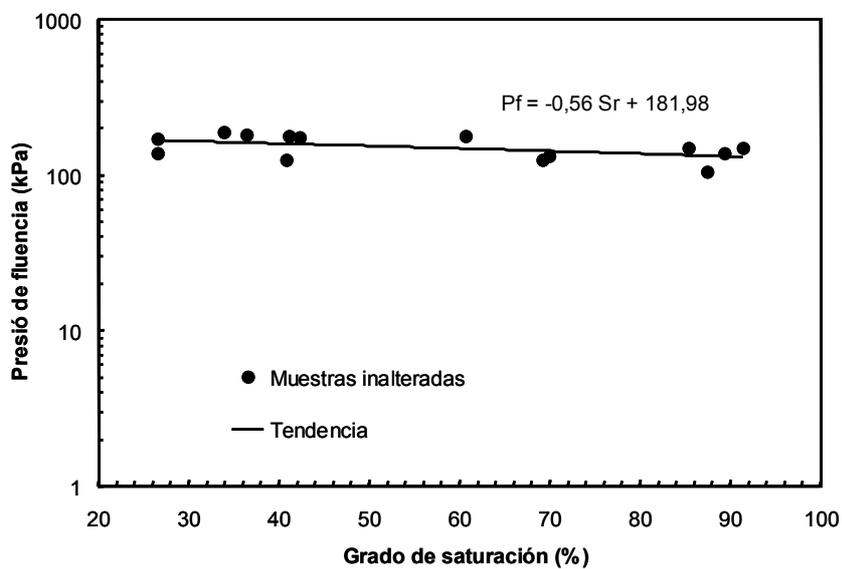
Donde  $\psi$ ;  $\psi_0$  son las presiones actual e inicial corregida en el interior de la cavidad,  $\varepsilon$ ;  $\varepsilon_0$  deformación volumétrica actual e inicial de la cavidad obtenida a partir de la ecuación:

$$\varepsilon(\%) = \frac{v_f - v_0}{v_0} \cdot 100$$

Donde  $v_f$ ;  $v_0$  = volumen final de la cavidad para una presión especificada y volumen inicial de la cavidad.



(a)



(b)

Figura 4.17: Relación entre el grado de saturación y la presión de fluencia sobre muestras inalteradas y remoldeadas (a) Dirección vertical. (b) Dirección horizontal

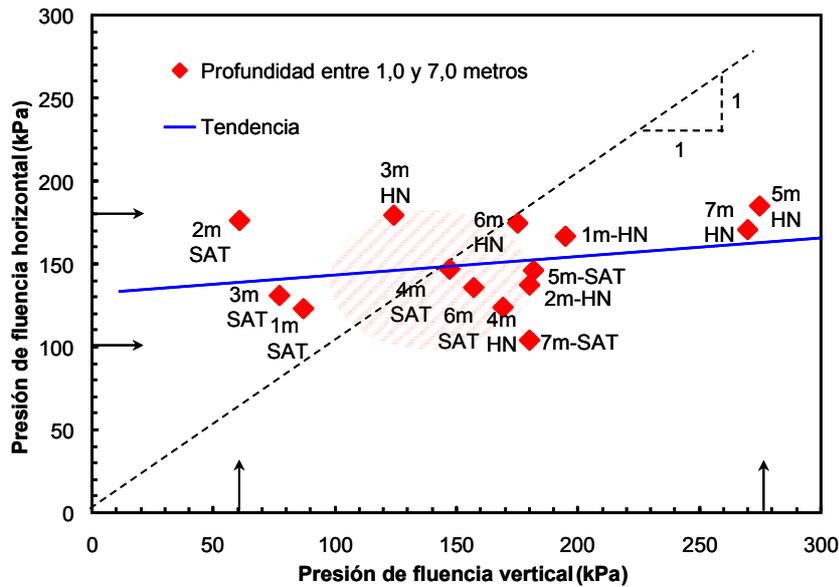


Figura 4.18: Relación entre la presión de fluencia horizontal y la presión de fluencia vertical para muestras a diferentes profundidades a humedad natural y saturadas

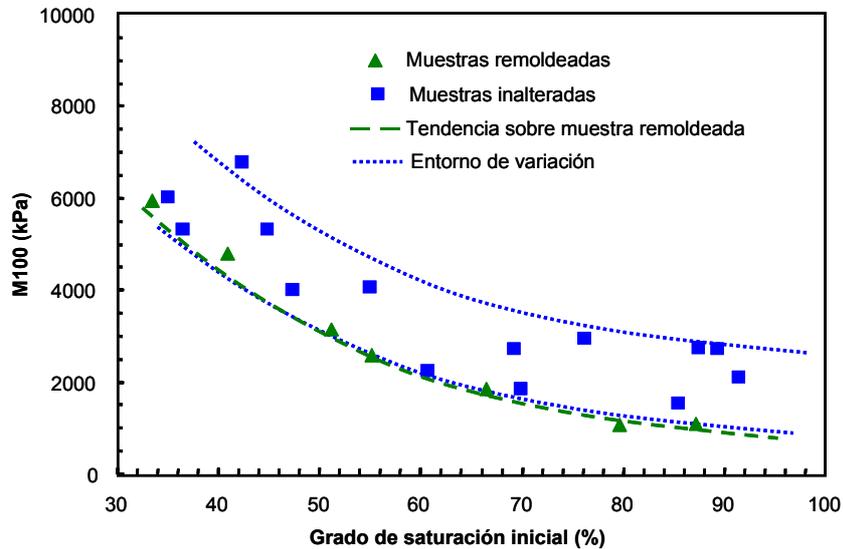
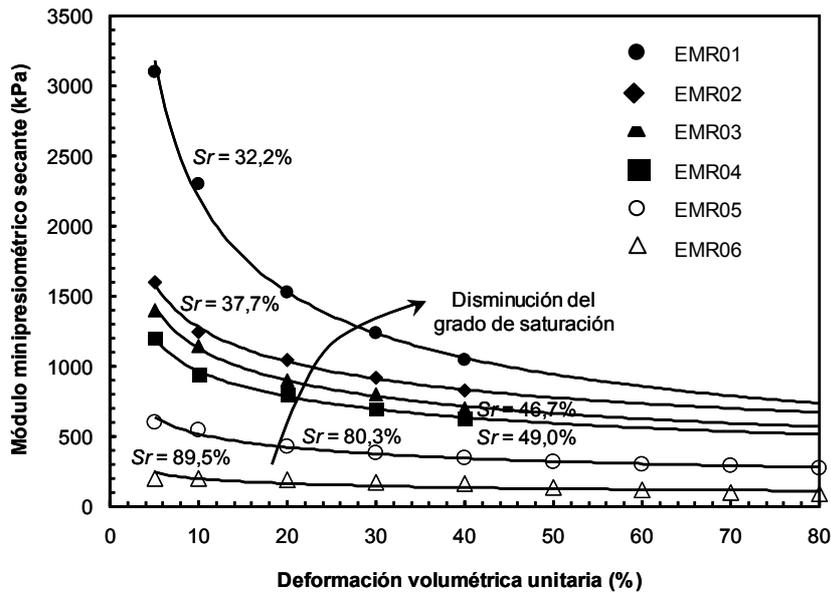
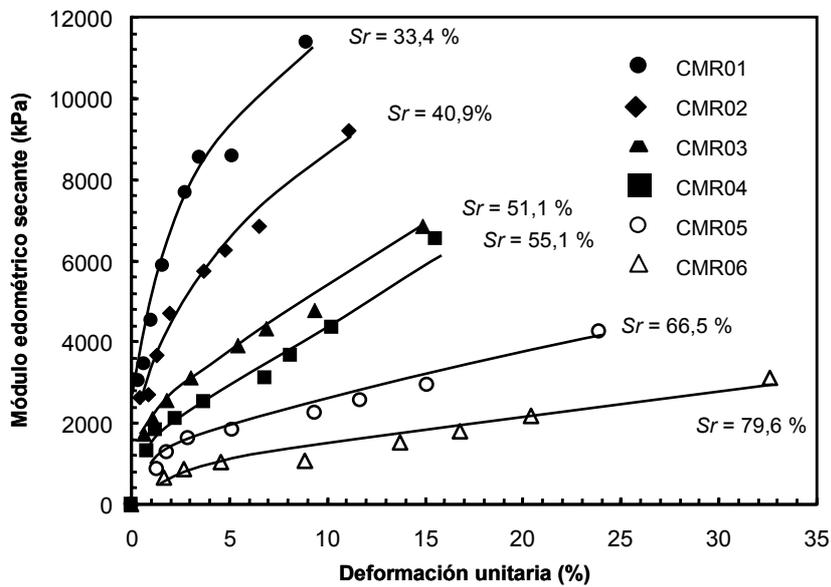


Figura 4.19: Relación entre el grado de saturación y el módulo edométrico secante a 100 kPa para muestras de suelo inalterado y remoldeado en dirección horizontal

La Figura 4.20 muestra cómo se degrada el módulo minipresiométrico secante ( $E_{MPS}$ ) con el incremento de la deformación unitaria volumétrica en muestras con distinto grado de saturación. Se aprecia que el decaimiento del módulo adopta una tendencia exponencial en relación directa con el contenido de humedad o grado de saturación. Los máximos módulos medidos corresponden a la pendiente inicial de la curva de expansión y llegan a valores que oscilan los 3200 kPa, mientras que los mínimos, con grados de saturación próximos al 90%, alcanzan valores de 200 kPa. Mientras más elevado es el contenido de humedad, menor es la tasa de degradación del módulo, y en todos los casos se aprecia una tendencia a valores asintóticos que oscilan entre 100 y 700 kPa dependiendo del grado de saturación.



(a)



(b)

Figura 4.20: Variación de módulo con el nivel de deformación. (a) Degradación del módulo minipresiométrico secante con el incremento de deformación volumétrica unitaria y el grado de saturación. (b) Decremento del módulo edométrico secante con el incremento de humedad

#### 4.9.3 Simulación numérica de la expansión de cavidad en loess.

Para cuantificar la influencia de la estructuración del suelo y la presencia de incrustaciones nodulares, se propone un modelo de comportamiento del suelo que permita extender los resultados experimentales a condiciones no evaluadas durante el, ó los ensayos.

Por esto, se propone un modelo empírico, que permite ajustar los resultados experimentales obtenidos con el ensayo minipresiométrico. La aproximación se efectúa mediante una relación funcional compuesta, que contempla como variables el nivel tensional y el contenido de humedad. El modelo responde a una función exponencial donde la presión en el interior de la cavidad es función de la deformación volumétrica unitaria relacionada mediante dos parámetros ( $c_\alpha$  y  $c_\beta$ ) obtenidos de los resultados experimentales:

$$\psi = c_{\alpha} S_r \varepsilon^{c_{\beta}}$$

La Figura 4.21, presenta la relación que existe entre la magnitud de los coeficientes y el grado de saturación. Los resultados experimentales han sido ajustados mediante curvas que emplean mínimos cuadrados.

Donde  $S_r$  = grado de saturación,  $\psi$  = presión en el interior de la cavidad (kPa),  $\varepsilon$  = deformación volumétrica unitaria porcentual y  $c_{\alpha}$  ;  $c_{\beta}$  = coeficientes obtenidos de la Figura 4.21. Los resultados obtenidos a partir de ésta aproximación se presentan en la Figura 4.22.

Apreciar que el ajuste producido por la relación es altamente aceptable comparado con el nivel de complejidad del modelo empírico.

Notar que el modelo empírico ha sido calibrado a partir de los resultados obtenidos para muestras sin estructuración. La Figura 4.23, presenta los resultados del modelo para el mismo grado de saturación que las muestras inalteradas (EMI01 y EMI02).

Esto permite cuantificar la influencia de la presencia de partículas nodulares aceptando una superposición de acciones (acción de estructuración + acción del grado de saturación = curva de presión expansión). La influencia de la estructuración, se ha establecido mediante la diferencia de presión desarrollada en el interior de la cavidad para un nivel de deformación volumétrica unitaria dada.

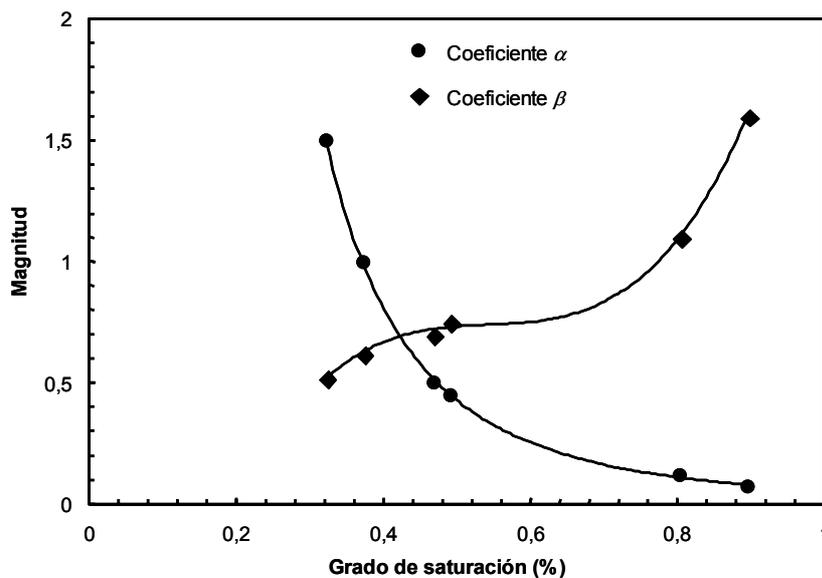


Figura 4.21: Relación entre el grado de saturación y los coeficientes  $c_{\alpha}$  y  $c_{\beta}$

Los resultados indican que a mayor deformación, la influencia de las partículas nodulares se incrementa. La Figura 4.24, presenta la relación entre la deformación volumétrica unitaria y la magnitud de presión necesaria para lograr que el suelo remoldeado se comporte como suelo inalterado.

Estas curvas permiten inferir que, la estructura del suelo es igual o mas importante que los niveles de humedad en el comportamiento global del suelo. Las regiones con mayor rigidez (partículas aglomeradas), también poseen un comportamiento asociado al contenido de humedad tal como se desprende de los resultados indicados en la Figura 4.23.

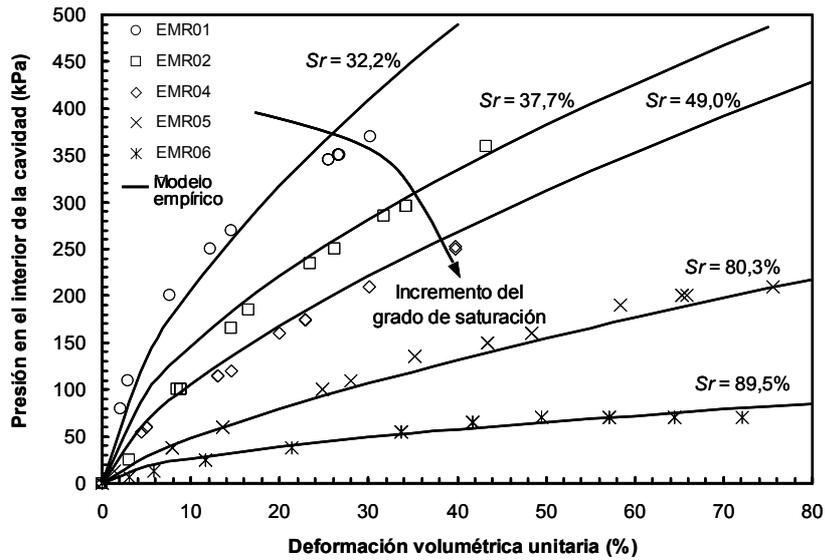


Figura 4.22: Ajuste del modelo empírico a los resultados experimentales

Adoptando un modelo bilineal, el punto de cambio de pendiente sugiere un cambio en la respuesta de la estructura nodular. El punto de quiebre, puede deberse a la fractura de las partículas rígidas, aspecto sobre el cual no se ahonda en este estudio.

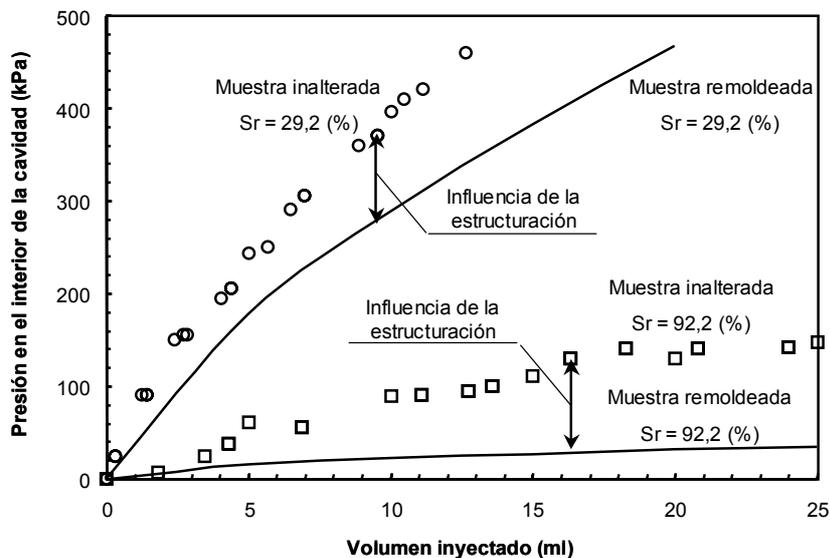


Figura 4.23: Relación entre suelos con y sin presencia de partículas nodulares

#### 4.10 Discusión

Se ha observado que en dirección horizontal el suelo posee menor rigidez que en dirección vertical, tanto a bajos como altos niveles de humedad. Este hecho ha sido reafirmado por la relación entre presiones de fluencia en dirección vertical y horizontal, para las mismas profundidades. No se han hallado claras evidencias de endurecimiento, ni aumento de la presión de fluencia con el incremento de la profundidad. En consecuencia pensar en aumentos de rigidez con el incremento de esta variable puede conducir a conclusiones erróneas. Además, en la magnitud de deformación direccional, tampoco se han encontrado tendencias en relación a la

posición de las muestras en el perfil estratigráfico, a pesar de que  $\delta_d$  (magnitud de deformación direccional) aumenta con el nivel de presión.

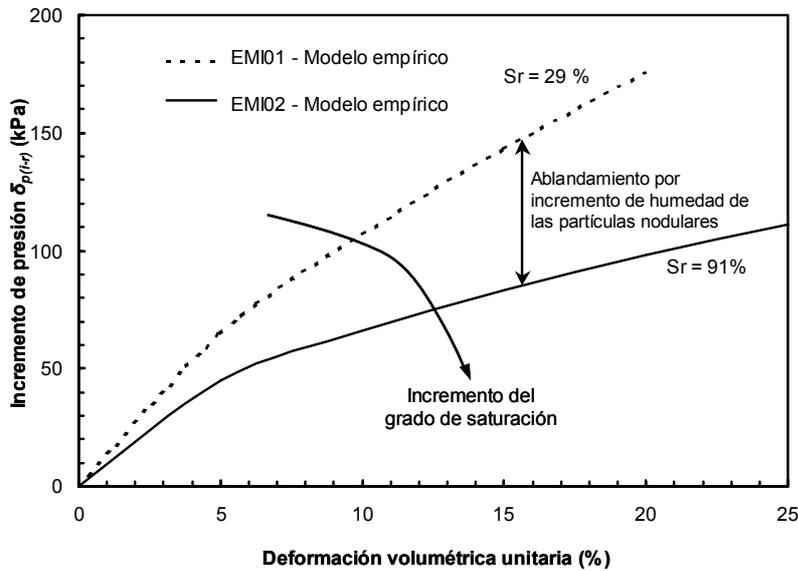


Figura 4.24: Influencia de la estructuración del suelo en la curva de expansión

Frecuentemente se considera que muestras de suelo con mayor peso unitario seco (menor relación de vacíos) poseen mayor rigidez, lo cual se contradice con los resultados obtenidos sobre muestras de suelo inalterado en loess. No así con muestras reconstituidas. La presencia de nódulos y la posibilidad de que los mismos formen un macro-esqueleto del suelo con mayor rigidez, podría ser responsable de esta aparente anomalía (para muestras con igual humedad y relación de sobreconsolidación)

Los resultados obtenidos mediante ensayos edométricos en dirección vertical y horizontal, muestran que en las pendientes de los tramos de carga y recarga aumentan con el grado de saturación. Esto implica que el suelo es menos rígido con el incremento de humedad independientemente de la dirección de la aplicación de la carga. No se aprecian diferencias claras en el comportamiento direccional y no se consideran estos parámetros como aptos para la evaluación de la anisotropía, producto de la elevada dispersión en los resultados.

La presión de fluencia tiende a disminuir con el incremento del grado de saturación. Nuevamente la dispersión en muestras inalteradas es elevada, mientras que en suelo remoldeado la tendencia es clara y única.

## Capítulo 5

### Modelación del ensayo minipresiométrico en loess

#### 5.1 Introducción

Cuando se realizan modelos de comportamiento de estructuras geotécnicas, donde las solicitaciones son horizontales, es común adoptar parámetros físico-mecánicos del suelo determinísticos, en medios isótropos y homogéneos, o en su defecto, capas o estratos de suelo con propiedades homogéneas. Sin embargo, el suelo presenta características heterogéneas y es en general no elástico, no lineal y anisotrópico. Además, las propiedades geomecánicas suelen variar significativamente en cortas distancias y en muchos casos la variabilidad es determinante en el comportamiento tenso-deformacional esperado.

En este capítulo se analiza la influencia de la aleatoriedad e incrustaciones nodulares en el comportamiento de suelos loésicos del Centro de Argentina.

Se implementan modelos analíticos y numéricos del problema de expansión de cavidades. En el primer caso se emplea MATLAB y en el segundo, esquemas en elementos finitos de suelos homogéneos, y con propiedades asignadas empleando campos aleatorios. Se analiza el caso de un ensayo minipresiométrico con el propósito de analizar el comportamiento tenso-deformacional del suelo, para lo cual se comparan resultados numéricos con experimentales. Se compara y analiza la relevancia de considerar a un medio heterogéneo como un medio efectivo homogéneo. Finalmente, se discute la influencia de partículas con mayor rigidez incrustadas en la matriz de suelo.

La simulación del problema de expansión, muestra una tendencia proporcional entre el módulo de elasticidad, el ángulo de fricción y la cohesión con módulos minipresiométricos.

#### 5.2 Herramientas de predicción

##### 5.2.1 Consideraciones preliminares

Los ensayos empleados para estimar el comportamiento mecánico del suelo, tales como el ensayo triaxial o ensayo de compresión confinada, pueden ser interpretados en gran medida por la teoría clásica de los cuerpos elasto-plásticos y el criterio de fluencia de Mohr-Coulomb, sobre la cual se basa gran parte de la mecánica de suelos clásica. De esta manera, es posible representar fenómenos a mayor escala a partir de los parámetros obtenidos en ensayos controlados en laboratorio. Usualmente los procedimientos de cálculo empleados para predecir el comportamiento de estructuras geotécnicas utilizan dichos parámetros y la teoría parece dar cuenta correctamente del aspecto cualitativo de los fenómenos involucrados.

Cuando las estructuras son sometidas a esfuerzos en direcciones diferentes a las que se emplean en los ensayos de laboratorio, la anisotropía del material cobra importancia. Adicionalmente, la presencia de incrustaciones de material con mayor rigidez, como ocurre en suelos con cementación puntual o nódulos, provocan perturbaciones en el comportamiento esperado y predicho tanto mediante modelos teóricos como numéricos.

En este sentido, las teorías proponen simplificaciones que hacen accesible el análisis de sistemas con cierta regularidad en el material, la geometría y las condiciones de carga brindando soluciones analíticas relativamente sencillas. Cuando los sistemas presentan combinaciones de carga, variaciones en los parámetros del material o cuando las geometrías son complejas, los

métodos numéricos permiten obtener aproximaciones que facilitan la interpretación y el análisis. El método de elementos finitos (MEF) se ha difundido ampliamente en la ingeniería geotécnica y se ha convertido en una herramienta de análisis muy potente, ya que permite efectuar estudios paramétricos en la caracterización de tendencias de comportamiento global de manera cualitativa.

A partir de modelaciones numéricas, empleadas como experimentos computacionales, es posible comparar los resultados obtenidos en dispositivos experimentales, para realizar calibraciones inversas y estimar parámetros característicos.

### *5.2.2 Modelos empleados para la simulación de comportamiento*

La simulación de una expansión de cavidad cilíndrica de espesor finito, puede realizarse de diferentes maneras. Las alternativas consisten en simulaciones numéricas de soluciones analíticas, modelos empíricos o semi-empíricos, o modelos numéricos que resuelven sistemas de ecuaciones diferenciales. Las soluciones analíticas elasto-plásticas pueden implementarse empleando el criterio de falla de Mohr-Coulomb en programas como MATLAB y se la contrasta con los resultados obtenidos con el MEF bajo idénticas condiciones de carga y de borde. Usualmente, es una técnica frecuente en la validación de modelos implementados en elementos finitos, a los cuales se le incrementa el nivel de dificultad por condiciones geométricas o de material poco uniformes.

Generalmente se acepta el empleo de modelos empíricos de ajuste a resultados experimentales que permiten una rápida aproximación al problema de manera extremadamente sencilla, pero poseen la desventaja de poseer parámetros de calibración que carecen de sentido físico. Las soluciones analíticas permiten resolver con dificultad moderada problemas de geometría sencilla donde la complejidad del comportamiento del material provoca grandes inconvenientes en la implementación computacional. De hecho, algunos fenómenos como la modificación de comportamiento por variaciones en el contenido de humedad, no pueden ser capturados por estas soluciones. Como se ha presentado, estos temas aún se encuentran en una etapa de desarrollo en la que numerosos investigadores buscan las soluciones analíticas para diversos modelos de suelo que permitan contemplar estos fenómenos.

En geometrías con mayor complejidad o con variaciones en las propiedades de suelo elevadas se emplea el MEF. Además pueden considerarse campos materiales aleatorios para modelar la presencia de incrustaciones de material con mayor rigidez. Una ventaja de los modelos que emplean el método de elementos finitos, radica en la flexibilidad que brinda en el análisis de calibración inverso, donde pueden ser establecidos los parámetros de ensayos físicos a partir de un ajuste iterativo de los parámetros del modelo numérico.

## **5.3 Geometría y dispositivo en análisis**

### *5.3.1 Aspectos generales*

El empleo de modelos matemáticos para predicción, independientemente de su tipo, permiten cualificar los fenómenos a partir de los parámetros que intervienen en el problema. Cuando estos parámetros son numerosos, es indispensable restringir su cantidad, desestimando o eliminando aquellos que no poseen una influencia relativa significativa. En consecuencia, se adoptan para aquellos parámetros que provocan pequeñas modificaciones o variaciones despreciables del comportamiento global del sistema, los valores medios obtenidos a partir de un análisis estadístico.

Normalmente, los modelos constitutivos del suelo emplean parámetros, obtenidos mediante ensayos de laboratorio o in-situ, que pretenden simular las condiciones a las cuales se encontrará

sometido el sistema. Así, cada prueba de laboratorio puede adaptarse al problema global para representar el comportamiento, con ventajas y desventajas en la fase operativa, de muestreo o de interpretación.

### 5.3.2 Características físicas del dispositivo relevantes para la modelación

La Figura 5.1 presenta un esquema del dispositivo de ensayo que se analiza en este capítulo mediante simulaciones numéricas. El mismo permite: a) ensayar muestras de gran diámetro (~15-30 cm), b) simular la profundidad a la cual fue obtenida mediante la aplicación de una carga vertical, c) obtener la respuesta carga-deformación del suelo en dirección horizontal. Detalles de la celda y el procedimiento experimental se presenta en el capítulo 4. La simulación numérica se emplea para hallar una relación cualitativa entre la curva de presión-expansión con los parámetros resistentes del suelo a partir de una calibración inversa.

Durante el ensayo se expande la membrana controlando la presión y el cambio de volumen de la misma, la cual permite determinar las deformaciones del suelo. El dispositivo mostrado en la Figura 5.1 se modela mediante la teoría de expansión de cavidades (solución analítica) y un modelo numérico mediante el MEF. La solución analítica se utiliza para calibrar los resultados obtenidos con el modelo numérico, a partir del cual se estudia la influencia de las condiciones de borde, estados de carga, parámetros resistentes y presencia de nódulos.

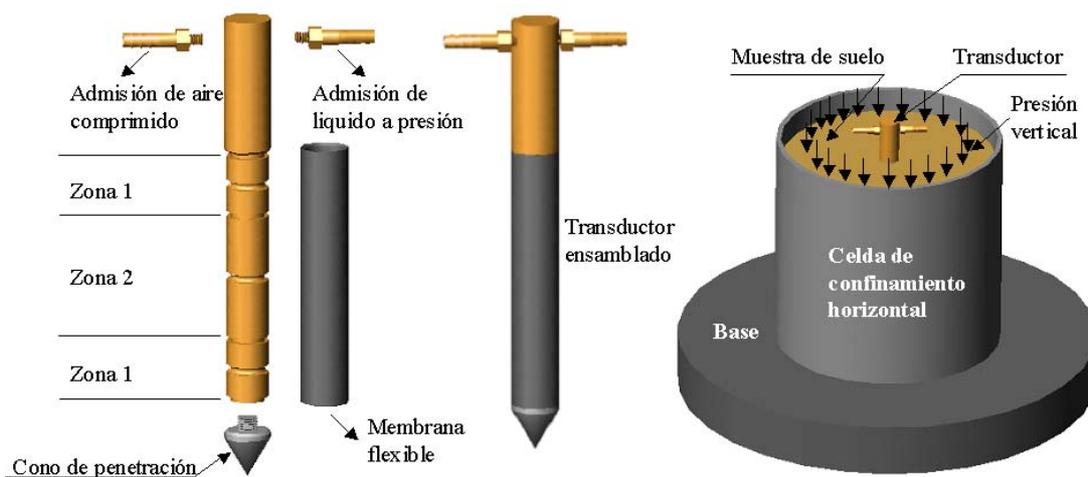


Figura 5.1: Dispositivo simulado mediante aproximaciones empíricas, analíticas y numéricas

## 5.4 Soluciones analíticas para la expansión de cavidad cilíndrica

### 5.4.1 Consideraciones generales

En esta sección se analiza la expansión en un suelo loésico representado por modelos de suelo lineal elástico y elasto-plásticos con simulaciones numéricas de la solución analítica.

### 5.4.2 Solución elástica de expansión cilíndrica

La deformación de tubos de pared gruesa, es bien conocida en el campo de la elasticidad (Timoshenko 1930), donde los parámetros que intervienen, corresponden al módulo de elasticidad ( $E$ ), y el coeficiente de poisson ( $\nu$ ). El incremento de presión provoca un desplazamiento de la pared de la cavidad que depende del estado tensional de la masa de suelo (en el caso de análisis) y de las condiciones de borde del tubo (presión externa). Si se asume que

en el dispositivo, las presiones desarrolladas en la proximidad de las paredes de la celda son pequeñas, es válido proponer que la presión exterior del tubo de suelo corresponde con el valor de la presión de las tierras en reposo. El coeficiente  $K_0$ , puede establecerse mediante la expresión propuesta por Jaky (1944) en función del ángulo de fricción bajo condiciones drenadas.

En la Figura 5.2 se presentan los resultados del ensayo mini-presiométrico realizado sobre las muestras EMR01-EMR2-EMR04-EMR05-EMR06. Las tendencias de ensayo, son comparados con las aproximaciones teóricas de un suelo elástico lineal con módulo de elasticidad variable.

Para la simulación de expansión se ha considerado un coeficiente de Poisson  $\nu = 0,32$ , recomendado para limos poco plásticos y limos blandos por Rodríguez Ortiz *et al.* (1982), el peso unitario seco correspondiente a  $\gamma_d = 13\text{kN/m}^3$ , según los resultados obtenidos para el perfil de suelos en análisis presentado, y un ángulo de fricción bajo condición drenada de  $28^\circ$  para establecer la presión horizontal de las tierras en reposos ( $K_0$ ).

El parámetro de elasticidad (Módulo de Young) se ha aproximado iterativamente para lograr la calibración de los resultados, a baja deformación volumétrica unitaria (5%). Esta deformación se define como:

$$\varepsilon_e = \frac{v_f - v_0}{v_0}$$

Donde  $v_f$  = volumen final de la cavidad y  $v_0$  = volumen inicial de la cavidad.

A partir de la Figura 5.2. Se han establecido las pendientes de las rectas en el espacio ortogonal de presión y deformación, lo cual corresponde al módulo minipresiométrico inicial. Este módulo minipresiométrico, junto al módulo de Young utilizado en el modelo para ajustar los resultados experimentales se presentan en la Tabla 5.1 para cada condición de saturación.

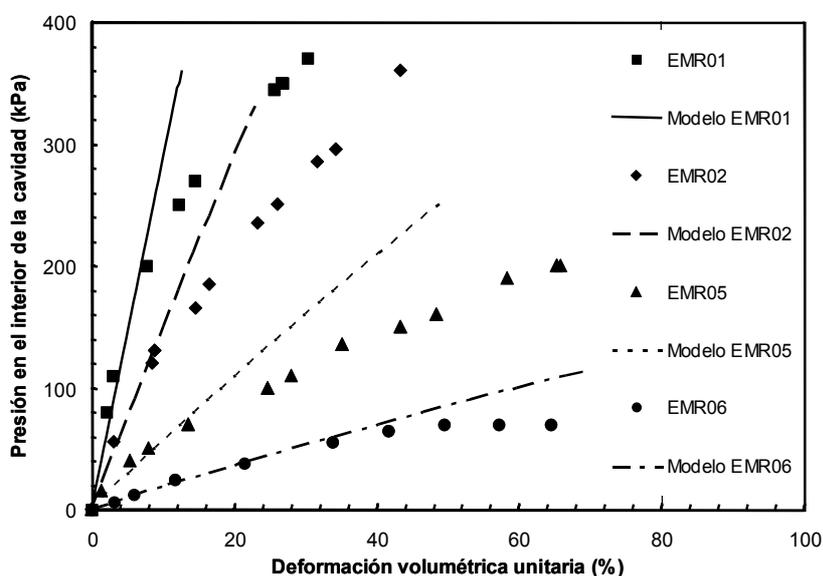


Figura 5.2: Comparación entre el modelo de expansión de cavidad de solución analítica y la curva mini-presiométrica

Notar que el módulo de elasticidad disminuye con el incremento del grado de saturación del mismo modo que ocurre con el módulo mini-presiométrico inicial. Numerosos investigadores (Terzariol *et al.* 1998, Redolfi *et al.* 1998, Francisca *et al.* 2002, Clariá 2003, Capdevila y Rinaldi 2006) indican que el módulo de elasticidad en limos poco plásticos como los ensayados en estas pruebas adquieren valores comprendidos entre 2000 kPa y 11000 kPa para diferentes

niveles de humedad, en relación directa con la historia de tensiones a las que fue sometida la masa de suelo.

Tabla 5.1: Magnitud de módulo mini-presiométrico inicial, módulo de elasticidad y grado de saturación

Muestra	$E$ (kPa)	$M_{MPi}$ (kPa)	$Sr$ (%)
EMR01	8200	3100	32,2
EMR02	4200	1600	37,7
EMR03	3700	1400	46,7
EMR04	3200	1200	49
EMR05	1500	600	80,3
EMR06	550	200	89,5

$E$  = módulo de elasticidad empleado en el modelo elástico lineal de expansión de cavidad,  $M_{MPi}$  = módulo minipresiométrico inicial establecido al 5% de deformación,  $Sr(\%)$  = grado de saturación

En la Tabla 5.1, se aprecia que muestras de suelo con elevado contenido de humedad los valores del módulo de elasticidad escapan al rango propuesto. La relación entre el módulo minipresiométrico y el módulo de elasticidad se presenta en la Figura 5.3.

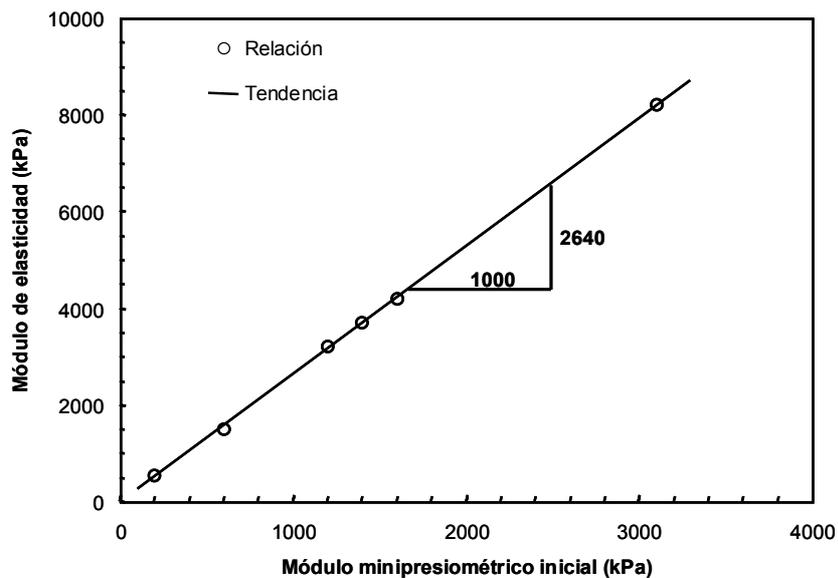


Figura 5.3: Relación funcional entre el módulo mini-presiométrico inicial y el módulo de elasticidad

En la Figura 5.4, se muestra la relación entre el módulo minipresiométrico y el módulo de corte para un coeficiente de Poisson de 0,32. Estos resultados muestran una relación 1 a 1 entre el módulo de corte y el minipresiométrico, con lo cual es posible inferir que el la pendiente inicial de las curvas de expansión del ensayo presentado corresponde al módulo de corte.

Cuando las condiciones de humedad en las que se encuentra el suelo en estado natural pueden incrementarse, usualmente se espera un fenómeno de ablandamiento del suelo que se caracteriza por el incremento de deformaciones. Esta alteración de las condiciones originales del manto de apoyo para las estructuras, puede provocar movimientos inadmisibles al destino o funcionalidad de la construcción. En consecuencia es de importancia establecer la relación que existe entre el

cambio de módulos (edométrico, de corte, de elasticidad o minipresiométrico) con el grado de saturación.

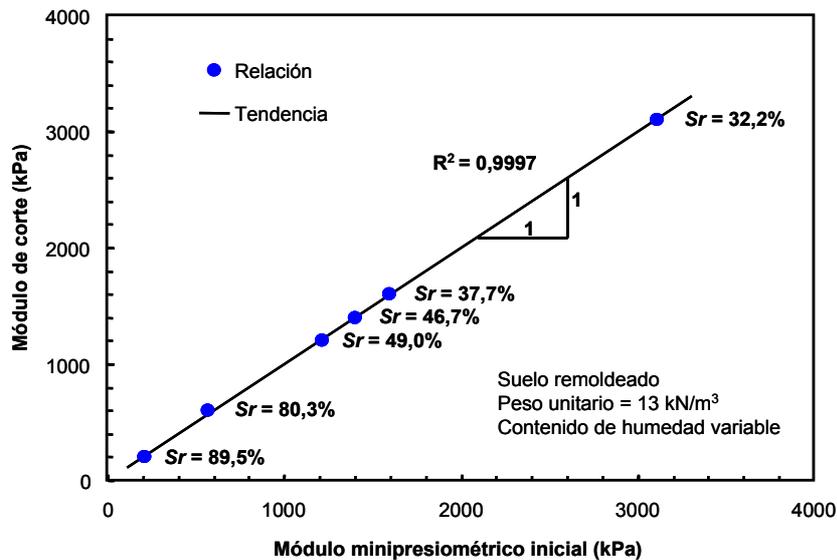


Figura 5.4: Relación funcional entre el módulo minipresiométrico inicial y el módulo de corte al 5% de deformación con coeficiente de Poisson de 0,32

La Figura 5.5, presenta la tendencia de estos valores para incrementos de humedad. Se puede apreciar que existe una notable disminución de los módulos con el aumento de humedad, donde el decaimiento alcanza valores próximos al 10 % del valor inicial.

#### 5.4.3 Solución elasto-plástica de expansión cilíndrica

La implementación de la solución analítica al problema de expansión de cavidad cilíndrica con suelo homogéneo utilizando el criterio de fluencia de Mohr-Coulomb ha sido desarrollado por Yu (1990). El autor considera que los bordes tienen radios  $a_0$  y  $b_0$  con una presión hidrostática inicial  $p_0$  aplicada en el orificio central o cavidad. Propone que el campo de tensiones y deformaciones sufre incrementos pequeños con el aumento progresivo de la presión interna en la cavidad ( $p$ ). El procedimiento de solución se ha desarrollado en el Anexo I, donde se discute el procedimiento de implementación computacional para la simulación numérica de la solución analítica.

A partir de la Figura 5.1, se ha podido apreciar que el modelo elástico responde adecuadamente a bajos niveles de deformación, para los resultados experimentales, pero muestra incapacidad de seguir el tramo no lineal a deformaciones intermedias y altas.

Para la utilización de la solución elasto-plástica, es posible emplear las pendientes iniciales del ensayo minipresiométrico para evaluar la respuesta de la solución teórica, y aproximar las curvas con los parámetros de fricción y resistencia al corte no drenada asumiendo condiciones drenadas y no drenadas respectivamente.

La Tabla 5.2, presenta el parámetro de elasticidad empleado para la simulación elasto-plástica de la expansión minipresiométrica, el peso unitario y el contenido de humedad. Notar que los módulos de elasticidad corresponden a los consignados en la Tabla 5.1, mientras que el contenido de humedad y el peso unitario seco corresponden a los medidos en las muestras sometidas a expansión sobre muestras remoldeadas.

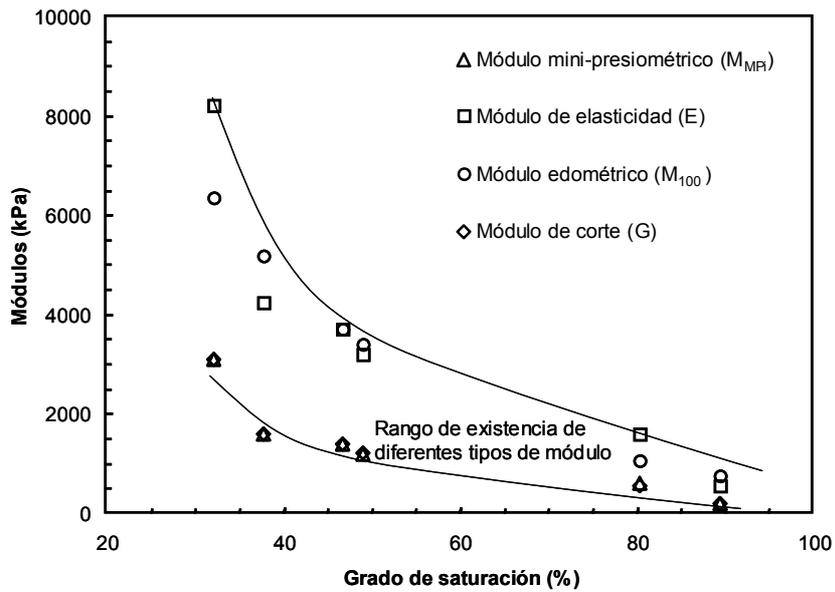


Figura 5.5: Influencia del contenido de humedad en la degradación del módulo al 5% de deformación

Tabla 5.2: Parámetros empleados en el modelo de expansión elástoplástico

Muestra	$E$ (kPa)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w$ (%)	$S_r$ (%)
EMR01	8200	12,6	13,6	32,2
EMR02	4200	12,4	16,4	37,7
EMR03	3700	12,4	20,3	46,7
EMR04	3200	12,3	21,6	49
EMR05	1500	14,4	25,9	80,3
EMR06	550	13,8	31,6	89,5

Nota: los parámetros que se han asumido constantes para todos los casos son, el coeficiente de poisson  $\nu=0,32$ , presión vertical  $\sigma_0=70$  kPa,  $\phi$  = variable de ajuste,  $c$  = variable de ajuste. Las designaciones corresponden a,  $E$  = módulo de elasticidad,  $\gamma_d$ = peso unitario seco y  $S_r(\%)$  = grado de saturación.

En la Figura 5.6 se presenta la relación entre el volumen inyectado y la presión en el interior de la cavidad. Se comparan los resultados obtenidos en la solución analítica y los resultados experimentales obtenidos con el minipresiómetro. Notar que no se logra un ajuste adecuado. Esto puede ser atribuido a las diferencias entre las hipótesis de condición de borde adoptadas por la expansión de la cavidad cilíndrica de longitud infinita, que asume una presión externa de 70kPa constante. Se aprecia que para módulos elevados aparece un fuerte cambio de pendiente una vez alcanzado el estado plástico perfecto, que disminuye a medida que el material es menos rígido.

Las tendencias obtenidas por este procedimiento, no se consideran adecuadas para representar y estudiar el comportamiento de suelo loésico con el minipresiómetro. No obstante, no se descarta la posibilidad de empleo para otro tipo de suelo bajo otras condiciones.

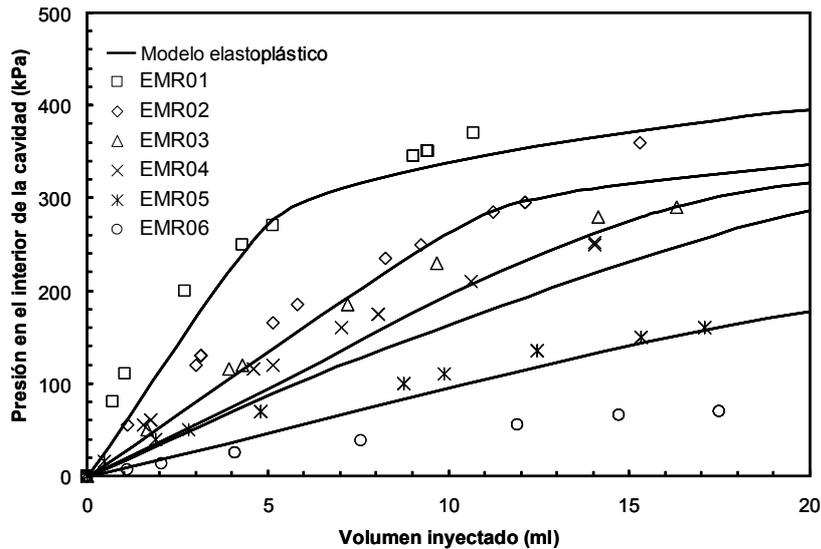


Figura 5.6: Comparación entre la solución analítica de la expansión de cavidad empleando el modelo de suelo elasto-plástico con los resultados experimentales minipresiométricos

## 5.5 Solución numérica para la expansión de cavidad cilíndrica

### 5.5.1 Generalidades

Las soluciones presentadas en las secciones 5.4.2 y 5.4.3, asumen que la cavidad es cilíndrica e infinita en longitud, lo cual difiere del modelo de ensayo físico, en consecuencia la influencia de las condiciones de borde y la geometría del material sólo puede contemplarse empleando la técnica de los elementos finitos.

Para obtener la respuesta de la expansión mediante este método, se emplea como herramienta el programa Plaxis versión 7.1, donde se modela la expansión según un esquema axisimétrico de deformación plana. Generalmente, se valida la respuesta del modelo numérico en elementos finitos, contrastando los resultados obtenidos experimentalmente con los resultados de la solución analítica. Para esto es necesario definir la geometría del problema de manera de obtener situaciones equivalentes entre el modelo y la realidad.

El ensayo se simula para una profundidad de 3 metros y los parámetros del suelo empleados en el modelo son: modulo de elasticidad ( $E_{50} = 3500$  kPa), ángulo de fricción del suelo bajo condiciones drenadas ( $\phi = 28^\circ$ ), ángulo de dilatación ( $\varphi = 0$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu = 0,32$ ), peso unitario a humedad natural ( $\gamma = 15$  kN/m<sup>3</sup>), lo cual corresponde a una humedad gravimétrica próxima a  $w = 15,5\%$  para un peso unitario seco ( $\gamma_d = 13$  kN/m<sup>3</sup>) con presión interior inicial en la cavidad igual a la presión externa ( $p_0$ ) definida mediante:

$$p_0 = K_0 \sigma_v$$

Donde,  $K_0$  = coeficiente de presión horizontal de las tierras en reposo,  $\sigma_v$  = presión vertical a la profundidad simulada ( $\sigma_v = \gamma h$ ) donde  $h$  = profundidad considerada.

El coeficiente  $K_0$ , puede ser estimado a través de la expresión propuesta por Jaky (1944) como:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') (OCR)^{1/2}$$

Donde  $OCR$  = relación de sobreconsolidación que en la situación modelada es igual a la unidad y  $\phi'$  = ángulo de fricción efectivo del suelo.

El modelo en elementos finitos, en condición de deformación plana se presenta en la Figura 5.7. Notar que se denomina en adelante “u” a los desplazamiento de la cavidad, medidos desde la posición inicial.

La Figura 5.8 presenta los resultados que caracterizan la curva de expansión obtenida con la solución analítica y el modelo numérico con una geometría de un cuarto de la superficie anular. Observe que la misma se inicia en la presión de reposo de las tierras y se incrementan las deformaciones volumétricas hasta una presión máxima, a partir de la cual el volumen en la cavidad se aumenta indefinidamente.

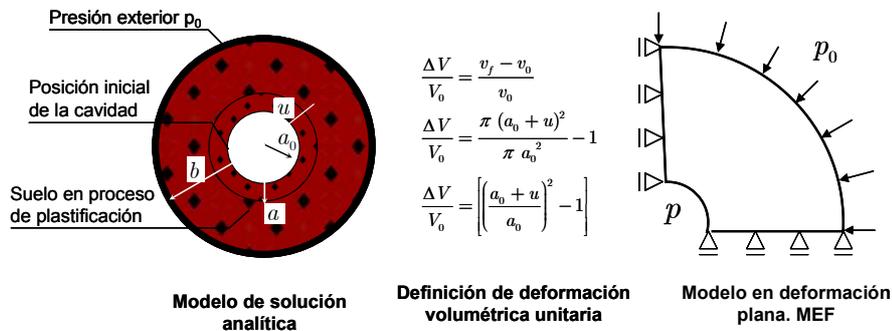


Figura 5.7: Esquemas de expansión analizados. Magnitud de deformación de cavidad empleado en el análisis

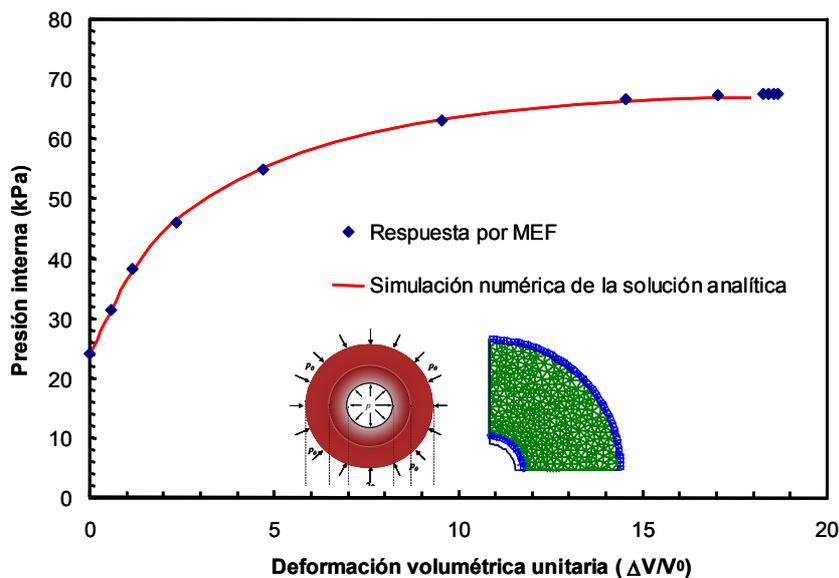


Figura 5.8: Comparación entre la simulación numérica de la solución analítica y la respuesta por el MEF

Para las simulaciones numéricas, los incrementos de carga se han realizado de manera discreta, conservando la posición final del paso anterior como condición inicial del paso siguiente. De esta manera, los resultados obtenidos son representados por puntos en el espacio deformación volumétrica unitaria definida en la Figura 5.8. Notar que ambas respuestas son idénticas y en consecuencia es posible avanzar en la complejidad geométrica del modelo numérico.

Se destaca que las presiones desarrolladas en el interior de la cavidad no son elevadas, y en consecuencia las deformaciones logradas se encuentran en un nivel moderado. Esto se debe a que las tensiones de compresión en la dirección radial producen tensiones de tracción en la dirección tangencial, y como resultado el suelo falla por tracción para presiones interiores en la

cavidad de 70 kPa. Esto se encuentra en relación directa con el bajo confinamiento simulado, establecido a partir de la presión de tapada.

La presión máxima alcanzada en el ensayo computacional, es denominada en los ensayos presiométricos de campo como presión límite ( $p_l$ ). En este trabajo, no se empleará esta denominación, sino que se llamará presión máxima.

Si bien la geometría presentada en la Figura 5.8, resulta adecuada para una cavidad de longitud infinita, el experimento efectuado para la caracterización horizontal del suelo efectuado sobre muestras talladas o construidas en laboratorio, no responde fielmente a la configuración del dispositivo.

Además, la pared de la celda restringe el desplazamiento lateral y por lo tanto debe ser adoptado como una restricción en las condiciones de borde. Por esto, se plantea un esquema axisimétrico, cuya respuesta se compara con el modelo de deformación plana en el que se han incluido las restricciones de desplazamiento al borde externo. El esquema axisimétrico bidimensional vertical se designa como (2DV), mientras que el modelo de deformación plana bidimensional horizontal se designa como (2DH).

En la Figura 5.9 se presentan los resultados obtenidos con los modelos numéricos 2DH y 2DV.

El comportamiento tenso-deformacional resultó prácticamente coincidente en ambos casos, por lo que se adoptó el modelo axisimétrico (2DV) para el análisis y simulación del ensayo minipresiométrico. Para ello, se debió modificar las condiciones de carga (para considerar la presión vertical producida por la tapada de suelo), los parámetros mecánicos del suelo, la influencia del borde, las condiciones geométricas del transductor, etc.

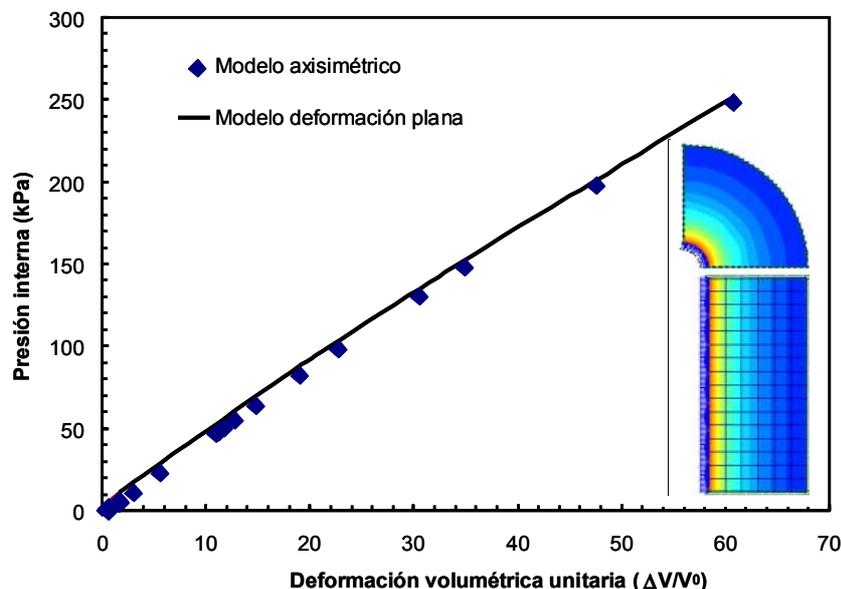


Figura 5.9: Comparación entre modelo axisimétrico (2DV) y de deformación plana (2DH)

Para la selección del modelo geométrico definitivo, se analizaron las respuestas de diferentes geometrías. Del análisis se desprende que cada una de ellas posee ventajas y desventajas respectivamente. En la Figura 5.10, se han representado los esquemas de los modelos geométricos con sus respectivas condiciones de carga y condiciones de borde. El Modelo geométrico I, es de sencilla generación, y corresponde a un problema de deformación plana. Las condiciones de borde sobre la vertical y horizontal permiten el desplazamiento según las direcciones enunciadas respectivamente, mientras que en la cara radial externa se han restringido los desplazamientos en cualquier dirección. En la implementación se han eliminado las fuerzas

másicas, para evitar la generación de presiones geostáticas, lo cual puede alterar los resultados de la expansión de cavidad (recordar que el experimento físico posee una dirección de ensayo perpendicular a la simulada). El inconveniente que posee esta configuración radica en la imposibilidad de aplicar cargas que simulen la profundidad del ensayo, o que provoquen modificaciones en el estado tensional producto de incremento de cargas verticales.

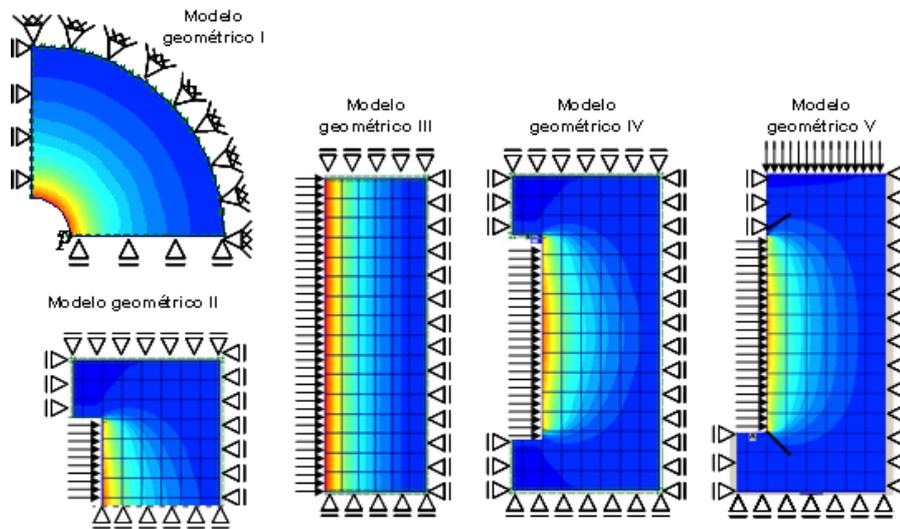


Figura 5.10: Modelos implementado en el método de elementos finitos. Modelo material elastoplástico

El Modelo geométrico II, corresponde a un esquema axi-simétrico que modela media muestra. Se ha restringido el desplazamiento en dirección horizontal del borde externo que corresponde a la pared de la celda. Se asume que no se producen desplazamientos horizontales en el interior del vástago del mini-presiómetro, ni desplazamientos verticales en la sección media de simetría de la muestra y en el borde superior. La desventaja del modelo geométrico descrito, radica en la falta de representación de la condición de excavación de la muestra, en el sector de colocación del transductor. En el sector donde se asume la presencia de la cavidad, en la pared superior horizontal, que ha sido liberada de condiciones de carga o vínculos se generan las primeras plastificaciones y el modelo falla por el exceso de deformaciones en este sector.

El Modelo geométrico III, simula adecuadamente el ensayo presiométrico con las limitaciones de la expansión de una cavidad de longitud infinita en un medio semi-infinito. Notar que la alternativa I y III, se han empleado en la generación de la Figura 5.9, y permiten identificar que ambos modelos responden del mismo modo. En este caso, se asume que los bordes superiores e inferiores solo pueden desplazarse horizontalmente, y por hallarse en dirección perpendicular a la dirección de las presiones internas en la cavidad no poseen influencia. El motivo por el cual se ha desestimado esta geometría resulta en la escasa representatividad del minipresiómetro propuesto en este trabajo. Además, esta configuración, no es capaz de incorporar la carga vertical y la longitud finita de las celdas central y de guarda.

Por su parte, el modelo geométrico IV, es equivalente al modelo geométrico II, sólo si el material es homogéneo. En este caso, tampoco es posible incorporar la carga vertical para evaluar la influencia de la profundidad. Notar que se ha restringido la posibilidad de desplazamiento vertical en el sector donde se asume el techo de la cavidad. Esta condición de vínculo, provoca durante la expansión la generación de tensiones de tracción que llevan a la falla al modelo a bajos niveles de tensión.

El modelo geométrico V, es el que posee mayor flexibilidad y complejidad a la vez. Se han considerado los efectos de la excavación mediante una simulación en etapas, la que consisten en

(1) proceso de excavación, (2) aplicación de la carga de expansión en incrementos lineales con la carga vertical aplicada hasta que alguna de ellas alcanza el máximo buscado, (3) se incrementa en pasos la presión de expansión hasta llegar a la falla, definida como la disminución el decaimiento de la curva de desplazamiento sin incremento de la presión interior. Se han incluido dos líneas de interfase, superior e inferior en la dirección de generación de tensiones de tracción, que fueron observadas en el modelo geométrico IV. De esta manera se evita la influencia de los bordes durante la expansión.

Las curvas de presión-expansión relacionadas mediante la deformación volumétrica, para cada configuración geométrica se presentan en la Figura 5.11.

Los parámetros de suelo empleados en la simulación corresponden a el modulo de elasticidad  $E = 3500$  kPa, el ángulo de fricción del suelo  $\phi = 28^\circ$ , ángulo de dilatación  $\varphi = 0$ , coeficiente de poisson  $\nu = 0,32$ , peso unitario a humedad natural  $\gamma = 15$  kN/m<sup>3</sup>, con humedad gravimétrica  $w = 15,5\%$ , que proporciona un peso unitario seco próximo a 13 kN/m<sup>3</sup>. El modelo de suelo empleado corresponde al elastoplástico con criterio de fluencia de Mohr- Coulomb.

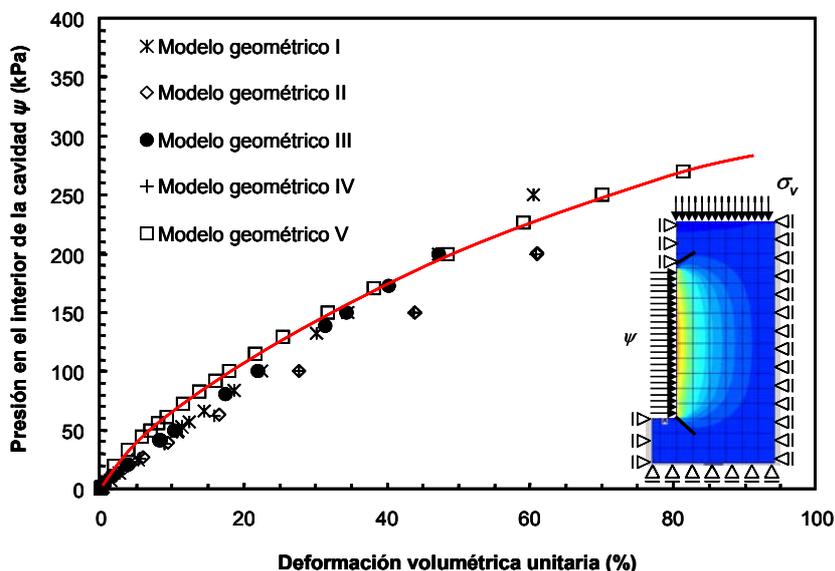


Figura 5.11: Resultados de expansión obtenidos con los modelos geométricos presentados en la Figura 5.10 ( $E = 3500$  kPa,  $\phi = 28^\circ$ ,  $\varphi = 0$ ,  $\nu = 0,32$ ,  $\gamma = 15$  kN/m<sup>3</sup>,  $w = 15,5\%$ )

Notar que a bajas deformaciones todos los modelos geométricos poseen la misma respuesta, tendencias que no se mantienen con el incremento de deformación volumétrica. Los casos I y III arrojan los mismos resultados, al igual que ocurre con los modelos geométricos II y IV. Se aprecia que las relaciones en estos casos son prácticamente lineales. No ocurre lo mismo con el modelo geométrico V, que (1) posee una geometría similar al del ensayo minipresiométrico y (2) presenta un comportamiento no lineal cuya curvatura se asemeja a los resultados obtenidos sobre sistemas físicos. Este último esquema geométrico ha sido adoptado y fue empleado para los análisis realizados en este trabajo.

### 5.5.2 Suelos con propiedades mecánicas determinísticas

Usualmente, las estimaciones de comportamiento en la práctica ingenieril, se realiza en base a parámetros mínimos, medios o mas frecuentes del suelo, con lo cual se pretende obtener una aproximación a la respuesta del sistema (Harr 1987). En estos casos el suelo se supone homogéneo e isótropo, y no se consideran la influencia de otros factores.

La Figura 5.12 presenta una curva típica de presión-expansión obtenida de la simulación de un ensayo minipresiométrico. Los resultados obtenidos permiten definir un módulo tangente al 50% de deformación volumétrica unitaria ( $E_{T50}$ ) obtenida para el entorno de presión máxima ( $p_{max}$ ) y presión inicial ( $p_0$ ). Este parámetro se considera como característico del comportamiento para el análisis y comparación con el módulo de Young empleado en el modelo numérico. Se realizaron simulaciones para la caracterización del comportamiento del suelo y la respuesta del ensayo minipresiométrico durante la etapa de desarrollo del dispositivo, considerando el suelo con propiedades friccionales puras y cohesivas puras. En ambos casos, tanto la fricción como cohesión se consideraron variables y mediante un análisis paramétrico se determinó su influencia en los módulos  $E_{T50}$  obtenidos a partir del modelo numérico del ensayo del minipresiómetro.

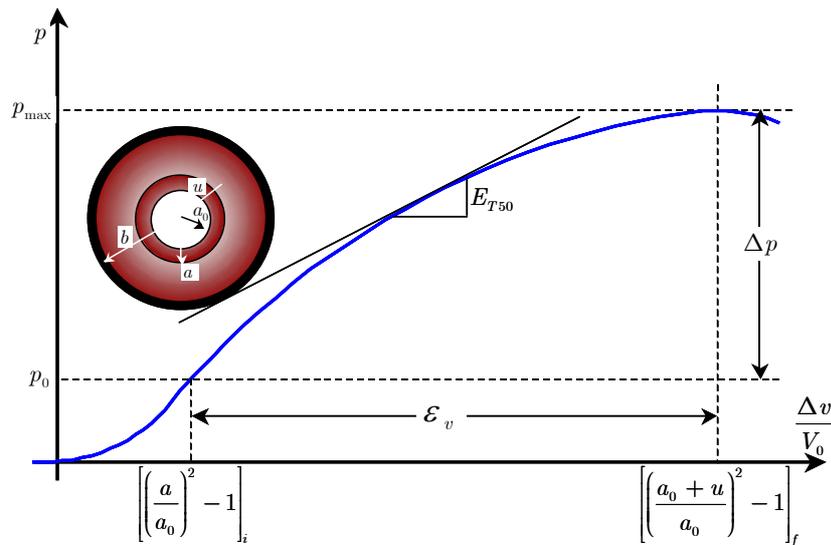


Figura 5.12: Relación entre presión y deformación volumétrica

En primer lugar se han considerado suelos con ángulos de fricción variables entre  $5^\circ$  y  $45^\circ$  con el entorno de variación de los módulos de elasticidad  $E$  establecido a partir de los resultados presentados en la Figura 5.2, que fueron obtenidos de las calibraciones de la solución analítica a los resultados minipresiométricos. Estos valores comprenden un rango entre  $1000$  y  $10000 \text{ kN/m}^2$ . Finalmente, el parámetro cohesivo se establece igual a cero por asumirse condiciones drenadas (o comportamiento a largo plazo en suelos normalmente consolidados).

La Figura 5.13, presenta la familia de curvas de expansión que se obtienen para un ángulo de fricción interna igual a  $28^\circ$ . Notar que el incremento en el módulo de elasticidad es equivalente a una rigidización de la cavidad y en consecuencia la deformación volumétrica para un mismo nivel de carga es menor. Se aprecia en la Figura 5.13 que aquellos materiales que presentan menor módulo, poseen una curva de expansión con mayor no-linealidad. En todos los casos, las presiones máximas, se incrementan notablemente con el aumento del módulo de elasticidad.

Si se varían los ángulos de fricción en el rango preestablecido ( $5^\circ$  a  $45^\circ$ ), y por cada uno de ellos se modifican los módulos de elasticidad, se obtienen familias de curvas como las presentadas en la Figura 5.14.

Considerando la definición de módulo minipresiométrico presentado en la Figura 5.12, es posible establecer la relación entre módulo de elasticidad, ángulo de fricción y módulo minipresiométrico al 50%.

La Figura 5.14 presenta la relación entre el módulo de Young y el módulo tangente al 50% de la deformación volumétrica en la expansión para suelos con distintos ángulos de fricción. Es posible apreciar que existe una relación directa entre los módulos, caracterizada por la magnitud

del ángulo de fricción. Para un módulo de elasticidad definido, el incremento en el ángulo de fricción provoca un aumento del módulo minipresiométrico. Esta tendencia se acentúa cuando el módulo  $E$ , aumenta.

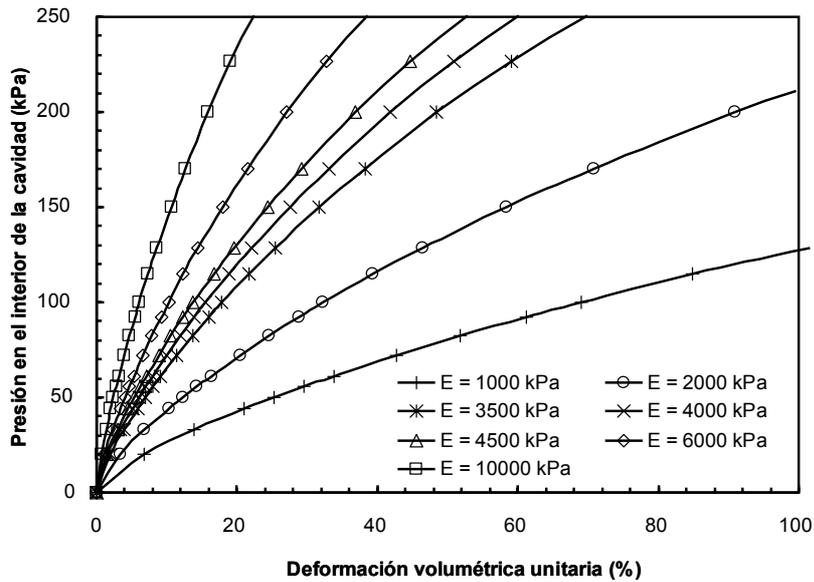


Figura 5.13: Relación entre deformación volumétrica unitaria y la presión desarrollada en el interior de la cavidad para cohesión nula y ángulo de fricción de 28°

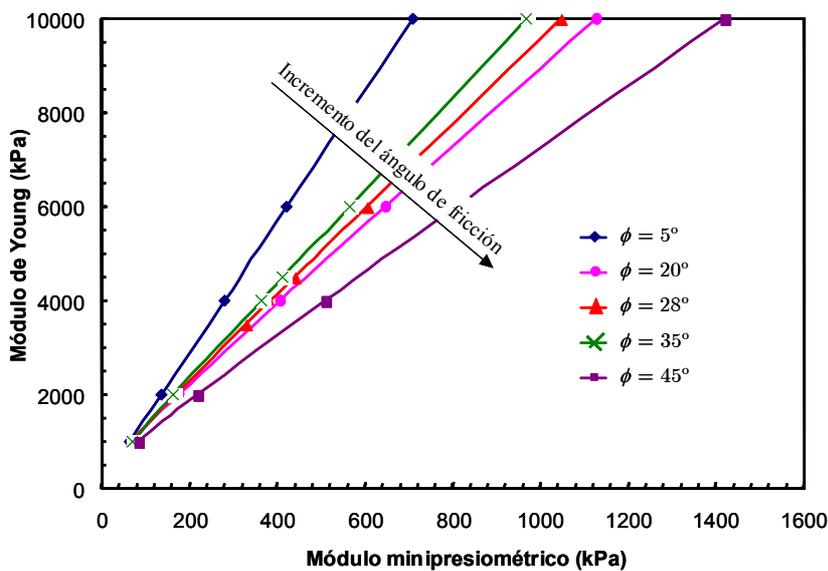


Figura 5.14: Relación entre el módulo de elasticidad y el módulo tangente al 50% de la deformación volumétrica con resistencia al corte nula

Este efecto, se atribuye a la mayor resistencia del suelo, producto de las condiciones establecidas para el modelo de suelo, ya que la distancia desde el eje octaédrico de tensiones hasta la superficie de fluencia adoptada aumenta con el ángulo de fricción.

Por otro lado realizando un análisis similar para el caso de comportamiento no drenado ( $\phi = 0$ ) y adoptando valores de resistencia al corte no drenada comprendidos entre 10 y 200 kPa, se obtienen las familias de curvas presentadas en la Figura 5.15.

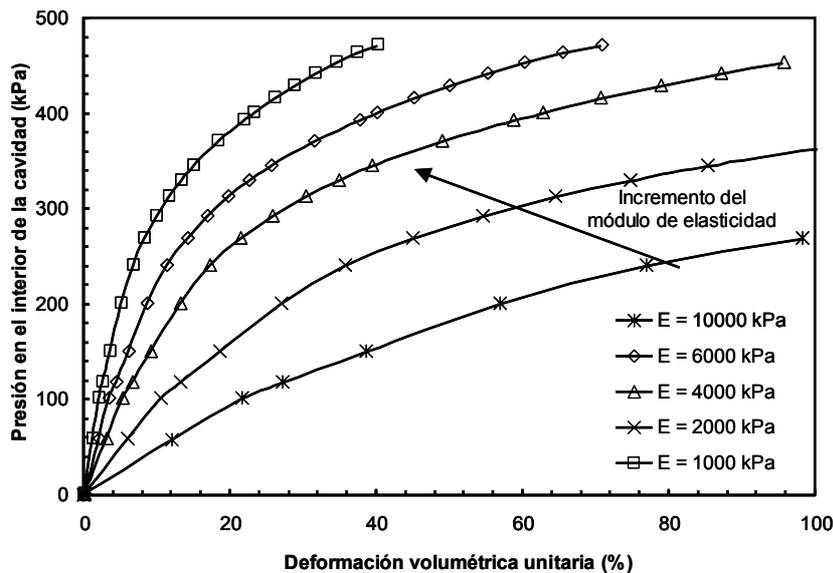


Figura 5.15: Relación entre deformación volumétrica unitaria y la presión desarrollada en el interior de la cavidad para la condición de ensayo

Variando en forma simultánea  $c_u$ ,  $E$  y el módulo presiométrico, se obtienen las relaciones mostradas en la Figura 5.16. Los resultados indican que existe una relación directa entre los módulos, caracterizada por la magnitud del término cohesivo. Para un módulo de elasticidad definido, el incremento de la cohesión provoca un aumento del módulo minipresiométrico. Esta tendencia se acentúa cuando el módulo  $E$  aumenta. Al igual que en el caso de la fricción, se observa que la pendiente de la relación entre  $E$  y  $E_{T50}$  disminuye cuando se incrementa la cohesión, lo que produce un aumento del rango elástico que se manifiesta en valores del módulo  $E_{T50}$  más altos.

Para cada relación entre módulos de elasticidad y módulo minipresiométrico, es posible establecer la presión límite desarrollada en cada expansión, lo cual puede ser relacionado con el ángulo de fricción o con la resistencia al corte no drenada, respectivamente.

La Figura 5.17 muestra la variación de la resistencia al corte no drenado ( $c_u$ ) y el ángulo de fricción con la presión máxima definida en la Figura 5.12. La presión máxima y la resistencia al corte no drenada han sido normalizadas respecto a la presión atmosférica para presentar una relación paramétrica adimensional.

En ambos casos se observan tendencias que pueden aproximarse mediante un modelo lineal. Apreciar que los resultados obtenidos permiten predecir a partir de la presión límite determinada en el ensayo, el ángulo de fricción (para el caso de suelo granulares con comportamiento drenado) o de la resistencia al corte no drenada (para el caso de suelo cohesivos con comportamiento no drenado). Como consecuencia, este análisis permite inferir que la curva de presión expansión volumétrica unitaria, puede ser caracterizada en el ensayo minipresiométrico mediante dos parámetros (presión máxima y módulo tangente al 50% de deformación).

Del mismo modo, se ha mostrado a través de las Figuras 5.14, 5.16 y 5.17, que los parámetros resistentes que gobiernan el comportamiento en suelos friccionales son el módulo de elasticidad y el ángulo de fricción, mientras que en suelos cohesivos los parámetros relevantes son el módulo de elasticidad y la resistencia al corte no drenada (asumiendo comportamiento elastoplástico perfecto en ambos casos).

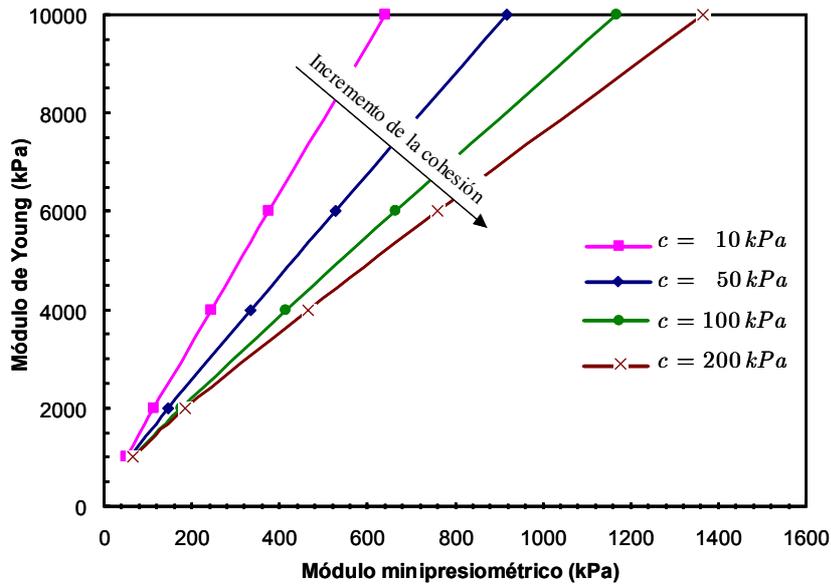


Figura 5.16: Relación entre el módulo de elasticidad y el módulo tangente al 50% de la deformación volumétrica con parámetro friccional nulo

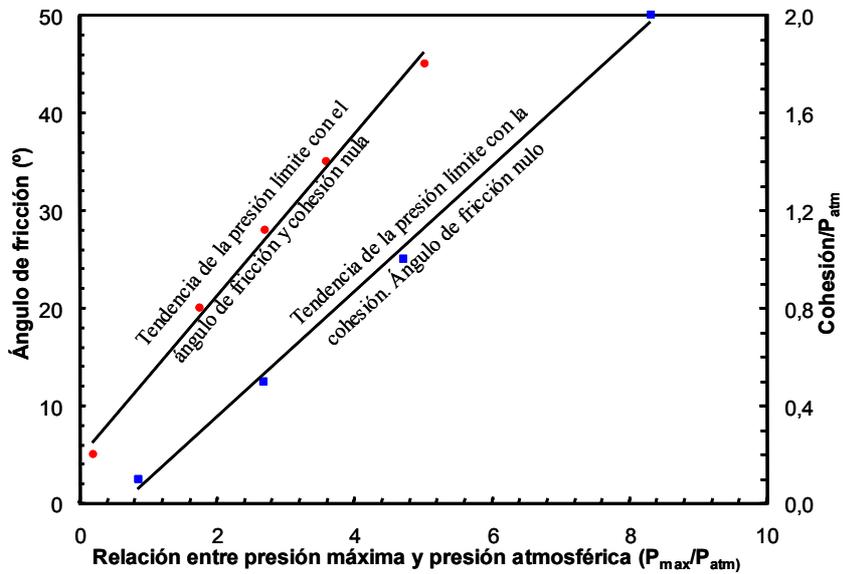


Figura 5.17: Tendencia de presión máxima con el ángulo de fricción y la cohesión

Por lo tanto, el módulo volumétrico  $E_{T50}$  que se obtiene con el ensayo minipresiométrico podría relacionarse con los parámetros mecánicos del suelo de la siguiente manera:

$$\text{Suelos friccionales: } E_{(E_{T50}, p_m)} = \chi(\phi_{(p_m)}) E_{T50} + \kappa(\phi_{(p_m)}) \quad (7.1)$$

$$\text{Suelos cohesivos: } E_{(E_{T50}, p_m)} = \chi(c_{(p_m)}) E_{T50} + \kappa(c_{(p_m)}) \quad (7.2)$$

### 5.5.3 Suelos con propiedades mecánicas aleatorias (influencia del módulo de elasticidad)

La elevada variabilidad en los parámetros mecánicos y resistentes de los suelos es responsable de incertidumbre y desviaciones en los resultados obtenidos en simulaciones numéricas. Para mostrar la diferencia de comportamiento la Figura 5.18 presenta las curvas de carga-deformación obtenidas en ensayos edométricos sobre muestras inalteradas de 3 metros de profundidad, suelos con la misma clasificación unificada y del mismo origen geológico.

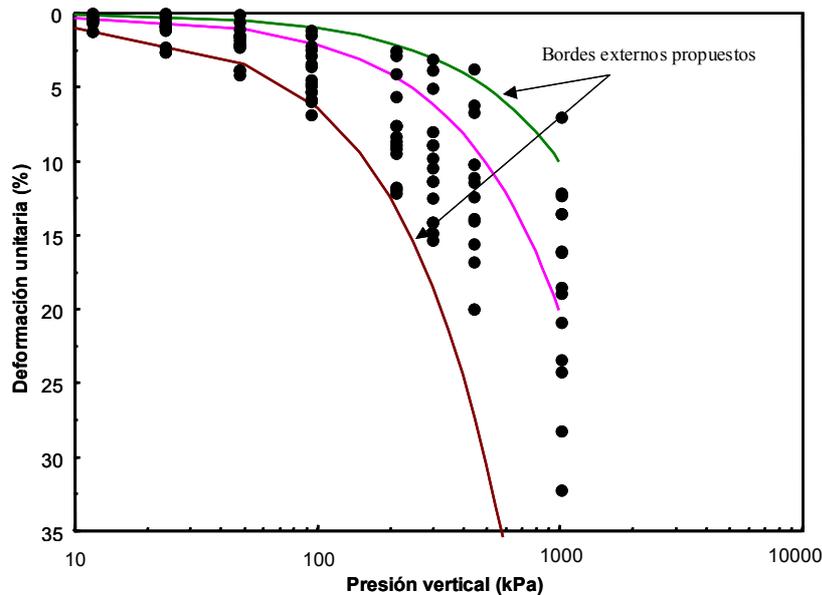


Figura 5.18: Ensayos de compresión confinada sobre muestras inalteradas de loess de 3,0 metros de profundidad

En la misma Figura 5.18 se han establecidos curvas correspondientes a los valores máximos y mínimos esperados, aceptando una función de distribución probabilística gaussiana, se obtiene que la diferencia entre las curvas de límite superior e inferior resulta igual a 6 desviaciones estándar. El coeficiente de variación se ha establecido como la relación entre la desviación estándar y el valor medio.

Se obtienen así los módulos de elasticidad a partir de los módulos edométricos máximo ( $E_{edommax} = 10000$  kPa), medio ( $E_{edomed} = 5000$  kPa) y mínimo ( $E_{edomin} = 1667$  kPa) que se emplean en los modelos de la expansión de cavidad:

$$E = \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu) E_{edom}}{(1 - \nu)}$$

El ángulo de fricción, el peso unitario húmedo y seco, se obtuvieron de los antecedentes y mediciones propias. El coeficiente de Poisson se adopta igual a 0,32.

En suelos con parámetros determinísticos y aleatorios, se emplean las propiedades presentadas en la Tabla 5.1, para las condiciones drenadas y no drenadas.

Tabla 5.1: Parámetros empleados para la simulación de material aleatorio

	Largo plazo	
	Determinísticos	Aleatorios
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	13	$\sigma_{\gamma_d} = 0$
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15	$\sigma_{\gamma} = 0$
$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	3500	$\sigma_E = 970,6$
$c$ (kPa)	0	$\sigma_c = 0$
$\phi$ (°)	28	$\sigma_{\phi} = 0$
$\gamma_d$ = peso unitario seco, $\gamma$ = peso unitario a humedad natural, $E$ = módulo de elasticidad, $c$ = resistencia al corte no drena, $\phi$ = ángulo de fricción, $\sigma(.)$ = desviación estándar de (.)		

En la mayoría de las situaciones donde se consideran problemas geotécnicos, los suelos son no homogéneos y presentan variabilidad a diferentes escalas. Esta variabilidad se presenta en forma inherente al suelo y en aspectos tanto relacionados con la composición, densidad, contenido de agua, presencia de cementantes, química del suelo y agua subterránea, etc.

En particular, en el caso de los loess es común observar durezas o nódulos que modifican significativamente tanto el comportamiento tenso-deformacional como el colapso por inundación (Francisca 2007). Un detalle exhaustivo de la variabilidad de las propiedades mecánicas de los loess y la influencia de la misma en la confiabilidad de las fundaciones profundas sometidas a solicitaciones verticales fue presentada por Arrúa (2006). Debido a ello se realizaron dos tipos de análisis para cuantificar tanto la posible variabilidad inherente de las propiedades geotécnicas como la variabilidad espacial de las mismas en suelos con comportamiento drenado y no drenado. Un resumen de las alternativas analizadas y modeladas empleando el MEF se presenta en la Figura 5.19.

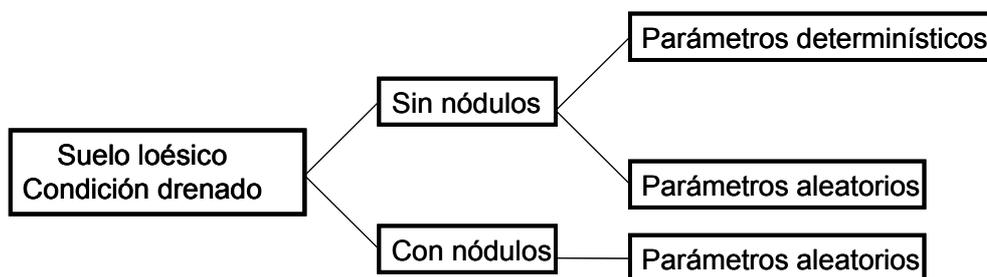


Figura 5.19: Situaciones de análisis simuladas

Para los modelos aleatorios sin presencia nodular se establecen los campos aleatorios aceptando que entre los valores máximos y mínimos de módulo de elasticidad existen 6 desviaciones estándar ( $6\sigma_E$ ). De esta forma se establece el coeficiente de variación ( $cov_E$ ) como:

$$\sigma_E = 970,6; \mu_E = 3500$$

$$cov_E = \frac{\sigma_E}{\mu_E}, \quad cov_E = 0,28$$

A partir de los cuales se obtiene la desviación estándar logarítmica ( $\sigma_{\ln E}$ ) y la media logarítmica ( $\mu_{\ln E}$ ) a través de las ecuaciones;

$$\sigma_{\ln E} = \sqrt{\ln(1 + cov_E^2)}, \quad \sigma_{\ln E} = 0,27$$

$$\mu_{\ln E} = \ln \mu_E - \frac{1}{2} \sigma_{\ln E}^2, \quad \mu_{\ln E} = 7,9$$

En base a estos resultados se desarrolló un modelo con 128 regiones y se generaron números aleatorios que se condensaron en una matriz A de 16 filas por 8 columnas (Figura 5.20).

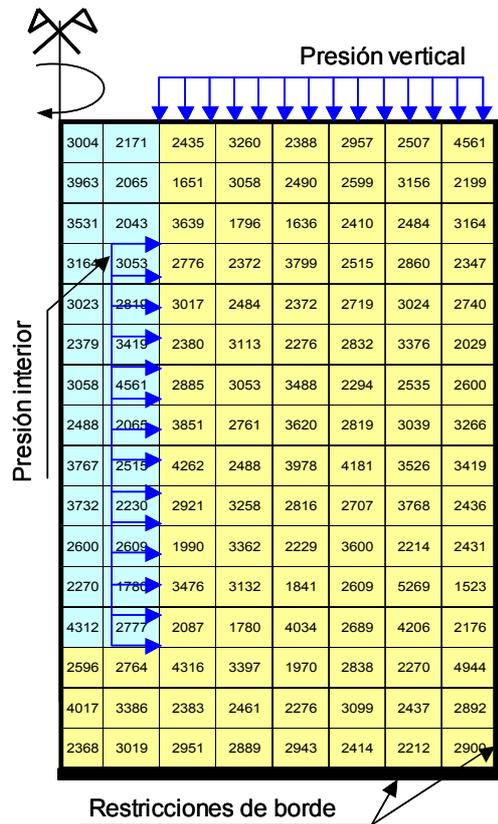


Figura 5.20: Módulos aleatorios asignados a cada región a partir de una distribución log-normal

A cada elemento  $a_{ij}$  de la matriz de números aleatorios generada le corresponde un módulo de elasticidad determinado según la distribución probabilística asumida. Los resultados de esta aproximación se presentan en la Figura 5.20, donde cada número representa el módulo de Young en kPa para cada región.

En el modelo computacional se produjeron incrementos de carga con pasos de 20 kPa. En la Figura 5.21 se presentan las curvas de expansión para el caso presentado bajo tres simulaciones aleatorias junto al resultado experimental para una muestra de suelo con similar módulo de elasticidad tangente inicial presentado en la Tabla 5.1 correspondiente al ensayo sobre muestra remoldeada 04 (EMR04).

Se aprecia un ajuste razonablemente bueno a bajas deformaciones, y la dispersión aumenta con el incremento de presión. Notar que existe una pequeña desviación en la tendencia obtenida en una de las simulaciones, la cual puede ser atribuida a error de convergencia del programa Plaxis durante el proceso de integración.

#### 5.5.4 Suelos con propiedades mecánicas aleatorias e incrustaciones nodulares

En los trabajos de laboratorio, donde se pretende establecer los parámetros mecánicos mediante límites de consistencia o análisis granulométricos, la energía mecánica aplicada a las muestras de loess, modifica su estructuración y dificulta la tarea de caracterización mecánica por estos medios. Este aspecto ha sido destacado por Rinaldi y Capdevila (2006) quienes mostraron que la energía mecánica aplicada a una muestra de loess modifica su granulometría de manera importante cuando se realiza un tamizado por vía seca.

El tamaño de partículas retenidas es notablemente diferente en muestras disgregadas mecánicamente y aquellas a las cuales no se las ha sometido a una acción destructiva. Esta presencia de agregados y/o nódulos cementados en muchos casos son los responsables de la

variabilidad de las propiedades geomecánicas de los loess halladas en los ensayos mecánicos de laboratorio o de campo (Francisca 2007).

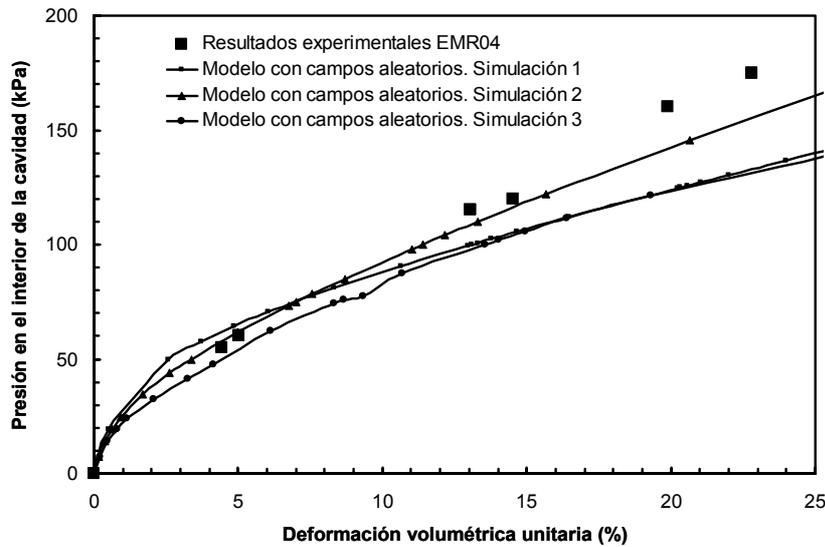


Figura 5.21: Comparación entre la simulación numérica con el método de elementos finitos y los resultados de expansión

La cantidad de nódulos existentes en las muestras se determinó en este trabajo a partir de los análisis granulométricos realizados en base al procedimiento propuesto por Rinaldi y Capdevila (2006). Para ello se consideran los diámetros de agregados o nódulos mayores a 10 mm y 5 mm obtenidos en muestras de suelo que presentan un pasante tamiz #200 superior al 97% cuando son lavados por vía húmeda y alta energía de disgregación. La Figura 5.22, presenta el esquema para la distribución de incrustaciones nodulares. El eje horizontal indica el número de región analizada para identificar si corresponde la colocación de incrustación.

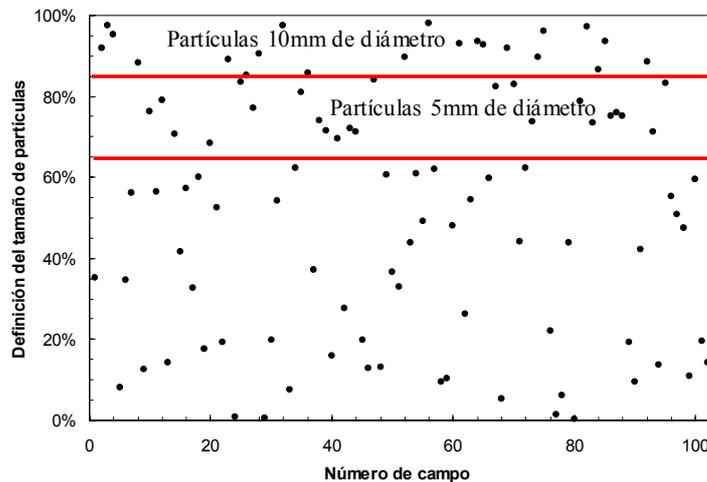


Figura 5.22: Distribución espacial de nódulos rígidos

La ubicación espacial de los nódulos se determinó asignando números aleatorios uniformes comprendidos en el intervalo  $[0 ; 1] = [0\% ; 100\%]$  en correspondencia con un % de pasante en el análisis granulométrico modificado. Se establecen de este modo las partículas de 5 y 10 milímetros de diámetro con su correspondiente posición en la geometría del modelo minipresiométrico.

El módulo de elasticidad de aquellos elementos establecidos como nódulos se define a partir de un ensayo edométrico realizado en una muestra de suelo totalmente cementada en donde se obtuvo  $E_{edo} = 19125$  kPa que corresponde a un  $E = 13365$  kPa.

En la Figura 5.23 se presenta la distribución obtenida para la colocación de incrustaciones nodulares, sin representar el módulo de elasticidad de la matriz de suelo, que es idéntica a la distribución mostrada en la Figura 5.22 para las regiones sin incrustaciones. La designación “No” significa la ausencia nodular.

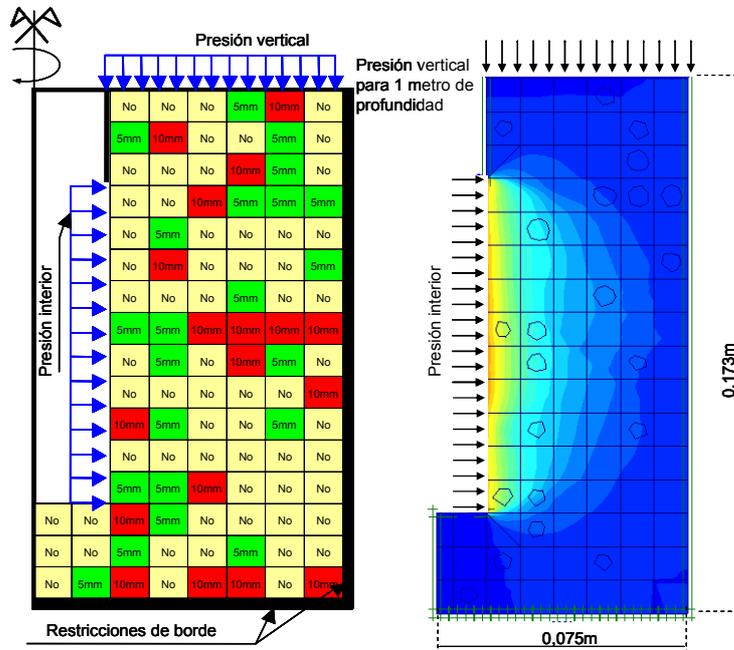


Figura 5.23: Geometría y materiales del modelo minipresiométrico. (a) Distribución de nódulos en las regiones con módulo de elasticidad aleatorio. (b) Mapa de color de las deformaciones horizontales para una presión de 200kPa

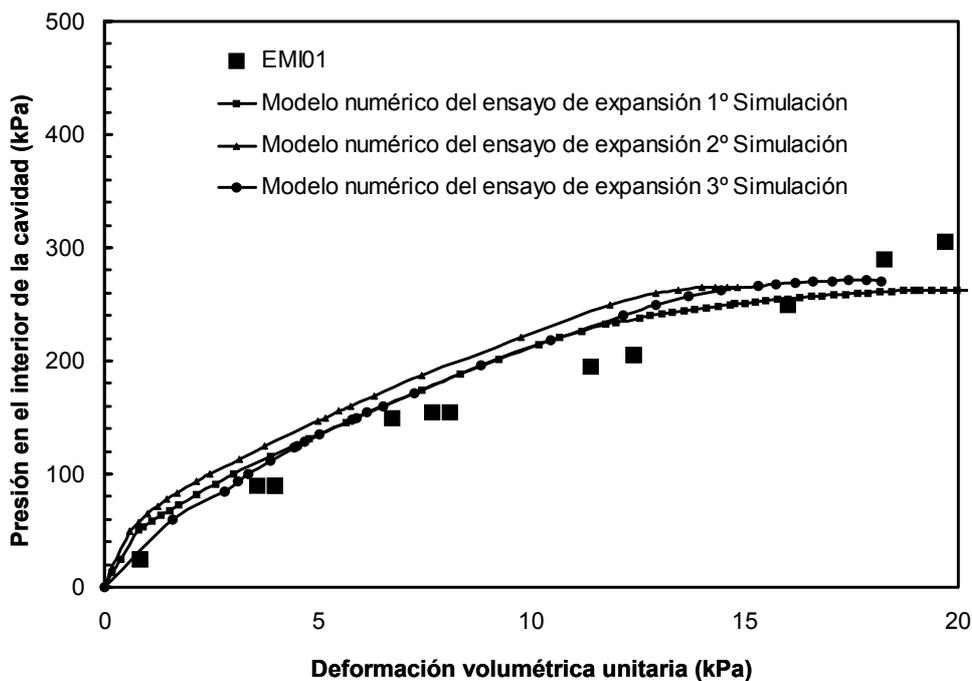


Figura 5.24: Comparación entre la simulación computacional y la respuesta experimental del ensayo minipresiométrico

Las partículas de 10 mm de diámetros no se aprecian en el modelo debido a que su tamaño coincide con el de la región discreta. La Figura 5.23(b), presenta de manera cualitativa las deformaciones horizontales. Se aprecia que el mapa de color presenta irregularidades en la distribución de desplazamientos producto la variación de rigidez.

El comportamiento de este modelo se puede comparar con la curva obtenida en el ensayo minipresiométrico de muestras inalteradas, bajo condición de humedad natural a 1 metro de profundidad. El módulo de elasticidad para la matriz de suelo se ha considerado determinística e igual al producto entre el módulo minipresiométrico inicial ( $M_{MPi}$ ) y  $2(1+\nu)$ . La respuesta del modelo computacional brinda resultados que ajustan razonablemente los ensayos experimentales (Figura 5.24). Notar que mayor cantidad de simulaciones de este tipo responden del mismo modo que la respuesta presentada en la Figura 5.21. Una diferencia entre el modelo numérico y experimental radica en que la simulación, predice una presión máxima, próxima a los 280kPa, valor que no ocurre en el experimento. De todos modos, el modelo es conservativo respecto a los resultados medidos.

## Capítulo 6

### Pilotes instalados en loess sometidos a cargas laterales

#### 6.1 Introducción

Cuando los pilotes se encuentran sometidos a solicitaciones horizontales, el análisis de comportamiento resulta complejo debido a la tridimensionalidad del problema. Participan de manera simultánea la resistencia pasiva y activa del suelo, combinando la respuesta del material con el cual se ha fabricado el pilote junto a fenómenos de fricción desarrollados sobre el fuste. Sin embargo, los modelos empleados en la práctica, frecuentemente se reducen a análisis simplificados en dos dimensiones producto del costo en tiempo que requiere un análisis de estas características.

En este capítulo se implementan en MATLAB los métodos de diseño propuestos por Matlock y Reese (1960) y Broms (1964), para establecer su aplicabilidad a suelos limoso empleando curvas  $p$ - $y$  desarrolladas para arcillas y arenas. A partir de los resultados obtenidos, se presenta y desarrolla una alternativa para establecer la variación del módulo de reacción horizontal para suelos de característica intermedia a las arenas y arcillas.

Se emplea un procedimiento de calibración inverso para establecer las curvas  $p$ - $y$  del suelo limoso, empleando el método de elementos finitos. Con los resultados obtenidos, se propone una metodología simplificada para la estimación de deflexiones.

El ensayo de minipresiométrico se utiliza para establecer una analogía entre la expansión de cavidad y la deflexión de un pilote sometido a sollicitación lateral. Con los resultados de la analogía se desarrolla un método para la construcción de curvas  $p$ - $y$  mediante los experimentos efectuados con el dispositivo desarrollado en este trabajo. Se propone un método simplificado a través de un ensayo doble minipresiométrico equivalente al esquema conceptual planteado en un ensayo doble odométrico, para contemplar la variación de las curvas  $p$ - $y$  con la profundidad y el contenido de humedad. Se implementa un código computacional para evaluar la modificación de las condiciones del estrato en el cual se encuentra instalado un pilote.

Finalmente, se presenta una modificación a la metodología propuesta por Matlock y Reese (1960) para obtener la respuesta de pilotes instalados en loess mediante el empleo de curvas  $p$ - $y$  desarrolladas para arena con la incorporación de un coeficiente de forma que contempla la variación en profundidad del módulo de reacción horizontal del suelo. Se implementa la solución simplificada desarrollada en este capítulo mediante el empleo de un elemento de viga sobre fundación elástica.

Las curvas  $p$ - $y$  desarrolladas con el minipresiómetro son implementadas en Matlab 7, en el modelo modificado de Matlock y Reese (1960), los resultados numéricos se comparan con los resultados experimentales reportados en la bibliografía. Se analizan dos casos de estudio, donde se evalúa la respuesta de un pilote instalado en un estrato de limo loésico que sufre humedecimiento localizado. Los resultados muestran la importancia de contemplar el incremento accidental de humedad en el perfil cuando los pilotes se encuentran instalados en suelos inestables.

#### 6.2 Modelo de comportamiento bidimensional

El problema de pilotes sometidos a cargas laterales, usualmente se analiza a través ecuaciones diferenciales que consideran el pilote como viga lineal elástica. En general, se acepta que el

término de reacción del suelo es de comportamiento no lineal y variable en profundidad. Esto complica la solución, a menos que se lo analice bidimensionalmente y de manera discreta. Matlock y Reese (1960) estiman la deflexión, momento flector y esfuerzo de corte a lo largo del pilote a través de la solución de la ecuación:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0$$

Donde  $y$  = deflexión,  $k_h$  = módulo de reacción horizontal del suelo,  $I$  = momento de inercia de la sección del pilote y  $E$  = módulo de elasticidad del material que constituye el pilote.

Para pilotes flexibles, los autores introducen un factor de rigidez relativa suelo-pilote ( $T$ ) empleado para calcular las deflexiones en suelos arenosos o arcillosos a partir de ecuaciones que emplean coeficientes adimensionales. Para carga lateral y momento aplicado en la cabeza del pilote, escribe respectivamente como:

$$\frac{d^4 A}{dz^4} + \phi_{(z)} A = 0; \quad \frac{d^4 B}{dz^4} + \phi_{(z)} B = 0$$

Donde,  $z$  = variable intermedia,  $\phi(z)$  = función que depende del tipo de suelo,  $A$  y  $B$  = coeficientes adimensionales. Para la deflexión, el momento flector, el esfuerzo de corte y la presión lateral del suelo a lo largo del pilote la formulación permite establecer los coeficientes  $A_y, B_y, A_s, B_s, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p$ , empleados para el cálculo. Una alternativa para el cálculo de pilotes, consiste en establecer la resistencia última del sistema mediante el método propuesto por Broms (1964a-b). En este caso, el módulo de reacción del suelo se asume con variación lineal en profundidad hasta un máximo próximo al punto de rotación del pilote para suelos de grano grueso y constante en profundidad para suelos de grano fino. Diferentes autores proponen métodos de cálculo para estimar el comportamiento de pilotes a solicitaciones laterales en suelos granulares o cohesivos (Broms 1964, Poulos 1971, Reese *et al.* 1975, Shen y The 2004), pero no se han encontrado procedimientos que determinen las deflexiones en suelos limo-arcillosos.

### 6.3 Pilotes instalados en suelos cohesivos

En suelos cuyo comportamiento es gobernado por el parámetro de resistencia al corte no drenado en el criterio de fluencia de Mohr-Coulomb, el procedimiento para establecer las deflexiones en profundidad más allá del rango elástico consiste en (Matlock y Reese 1960):

- (1) Establecer las condiciones de sollicitación a nivel de superficie.
- (2) Estimar un módulo de reacción lateral  $k_h$ .
- (3) Establecer las curvas  $p$ - $y$  en profundidad para este tipo de suelos.
- (4) Efectuar el cómputo de la rigidez flexural y establecer la relación entre módulos.
- (5) Estimar las deflexiones laterales en profundidad.
- (6) Establecen los valores de presión en el suelo a través de las curvas  $p$ - $y$  para profundidades crecientes.
- (7) Obtener la variación inicial del módulo de elasticidad del suelo y su variación en profundidad, calculando el nuevo valor de coeficiente  $k_h$ .
- (8) Repetir el proceso a partir del punto (4) hasta lograr convergencia de la relación entre rigidez del suelo y rigidez del pilote.
- (9) Se calculan las deflexiones, momento flector y esfuerzo de corte.

(10) Se computa la deflexión en la cabeza del pilote.

Con este procedimiento se predice la deflexión en la cabeza del pilote para distintas sollicitaciones laterales obteniendo de esta forma la curva carga-deformación ( $Q-\Delta$ ). El esquema físico que se estudia, se presenta en la Figura 6.1.

En suelo cohesivo, las curvas de presión-deflexión horizontal que se emplean usualmente (Hsiung y Chen 1997, Briaud 1997, Ashford y Juirnarongrit 2003, Anderson *et al.* 2003, Shen y Teh 2004, Ashour y Norris 2004, Kim *et al.* 2004, Zhang *et al.* 2005, ) para estimar deflexiones bajo cargas estáticas corresponde a las propuestas por Reese y Welch (1975):

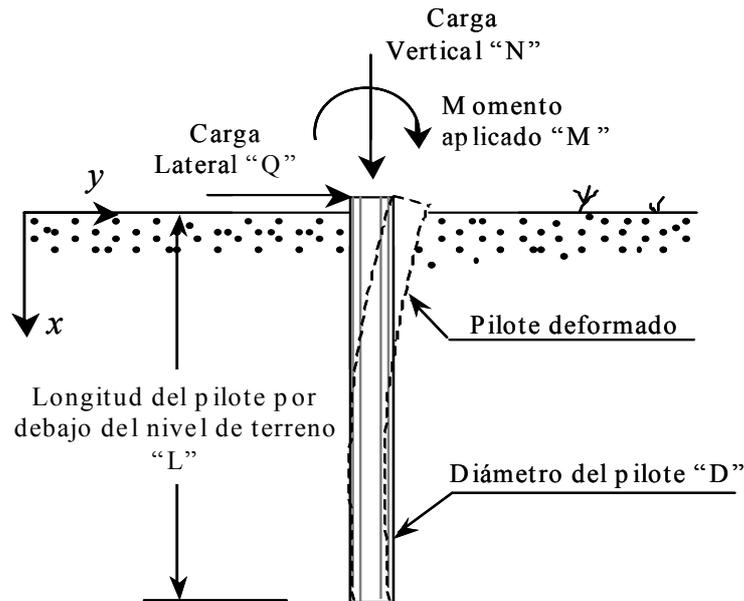


Figura 6.1: Representación esquemática de la situación analizada. Diámetro = 0,40 m y Longitud = 5,0 m

$$p_u = (3 + x \cdot \gamma' / c_u + 0,5x / D) c_u D$$

$$p_u = 9c_u D; \quad y_{50} = 2,5D\varepsilon_{50}$$

$$p = 0.5p_u (y / y_{50})^{1/4}$$

$$p = p_u \quad \text{para } y > 16y_{50}$$

Donde  $p_u$  = resistencia última del suelo por unidad de longitud y se adopta el menor de los obtenidos a través de las ecuaciones anteriores,  $\gamma'$  = peso unitario efectivo del suelo,  $x$  = profundidad  $c_u$  = esfuerzo de corte no drenado promedio a la profundidad  $x$ ,  $D$  = diámetro del pilote,  $\varepsilon_{50}$  = deformación unitaria correspondiente al 50% de la máxima tensión principal en una curva tensión-deformación y  $p$  = valor de ordenada en las curvas presión-deflexión.

Para esta formulación, las curvas  $p-y$  son una superficie en el espacio Euclideo caracterizado por el sistema ortogonal profundidad, deflexión y presión cuya forma depende del parámetro de resistencia al corte no drenado en el modelo de Mohr-Coulomb. La Figura 6.2 presenta el aspecto de la superficie, notar que poseen una elevada pendiente inicial producto del término cohesivo, el cual se incrementa levemente en profundidad. Esto asume que el suelo sobre el sector de superficie es capaz de resistir importantes sollicitaciones horizontales.

A partir de una profundidad crítica, el modelo no brinda incremento de presión lateral del suelo como función de la profundidad y permanece con el mismo aspecto hasta la punta. La solución de las ecuaciones diferenciales asume válido el principio de superposición para pequeñas deformaciones, por lo cual se considera, que deflexiones en la cabeza del pilote superiores al 10% invalidan la utilización de dicha solución (Matlock y Reese 1960).

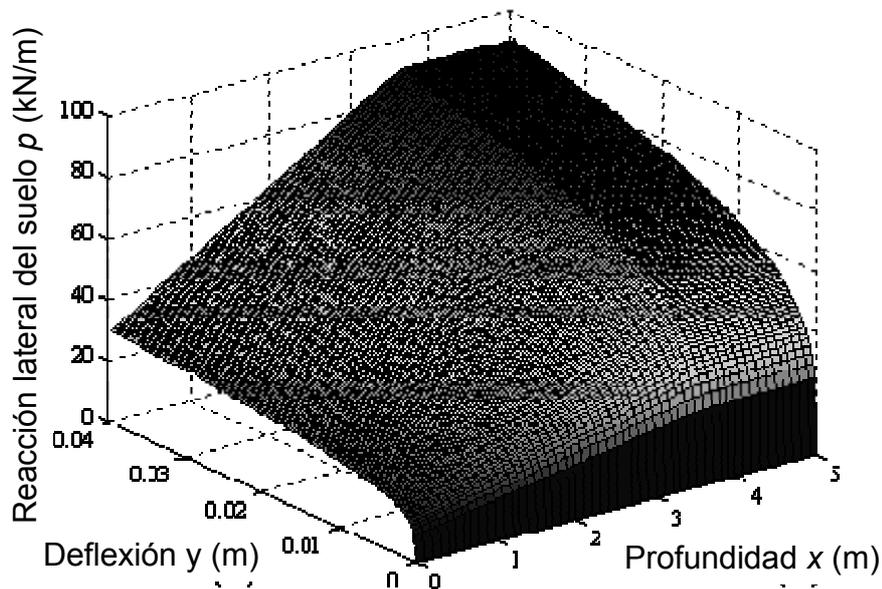


Figura 6.2: Superficie de reacción lateral del suelo en profundidad para suelos con comportamiento de características cohesivas

A los fines de evaluar la proximidad de la respuesta de pilotes sometidos a cargas horizontales en limos, se ha implementado el método de Matlock y Reese (1960) considerando curvas  $p$ - $y$  de suelos cohesivo con parámetros de limos bajo condición no drenada. Esto permite conocer cuán alejado se encuentra el comportamiento del sistema suelo-pilote calculado respecto a un antecedente reportado en la bibliografía, donde se ensayó un pilote en suelo limo-loésico (DeNapoli 2006). Para esto, se ha realizado una evaluación de la literatura y se han establecido coeficientes de variación para los parámetros que intervienen el cálculo (Harr 1987). En el Anexo II, se presenta la metodología necesaria para evaluar pilotes sometidos a sollicitaciones laterales mediante parámetros resistentes medios empleando el diseño basado en niveles de confiabilidad. Se han adoptado los parámetros obtenidos de los trabajos realizados por Terzaghi (1945) para el módulo de reacción horizontal, la resistencia al corte no drenada igual a 20 kPa (Rocca *et al.* 1994) y peso unitario húmedo de 15,8 kN/m<sup>3</sup> (Francisca *et al.* 2002). El entorno del módulo de reacción lateral del suelo se presenta en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Módulos de reacción lateral del suelo ( $k_h$ ).

Tipo de suelo	$k_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Comentario
Arcilla con gravas	5180	Los valores de $k_h$ presentados corresponden niveles de carga de 30 kN aplicada a nivel de superficie con movimientos horizontales entre 0.0264m a 0.00787m. Robinson (1979)
Arcilla Limosa	2590	
Limo y turba	1260	
Limo arcillo orgánico	2100	
Arcilla rígida	3500	
Valores adoptados, considerando el COV = 20 presentado por Harr (1987)		
Mínimo	Medio	Máximo
$k_{hmin}=1304$ kN/m <sup>2</sup>	$k_{hmed}=3332$ kN/m <sup>2</sup>	$k_{hmax}=5360$ kN/m <sup>2</sup>

Como resultado, la Figura 6.3 muestra deflexiones hasta el 8% del diámetro del pilote. Se muestra el incremento de la reacción lateral del suelo por unidad de superficie como un endurecimiento no lineal con el aumento de la deflexión lateral del fuste, con incremento lineal en profundidad para un valor de deflexión preestablecido. Los resultados se presentan como una familia de curvas correspondiente a una discretización del pilote en profundidad a intervalos de 0,50 m.

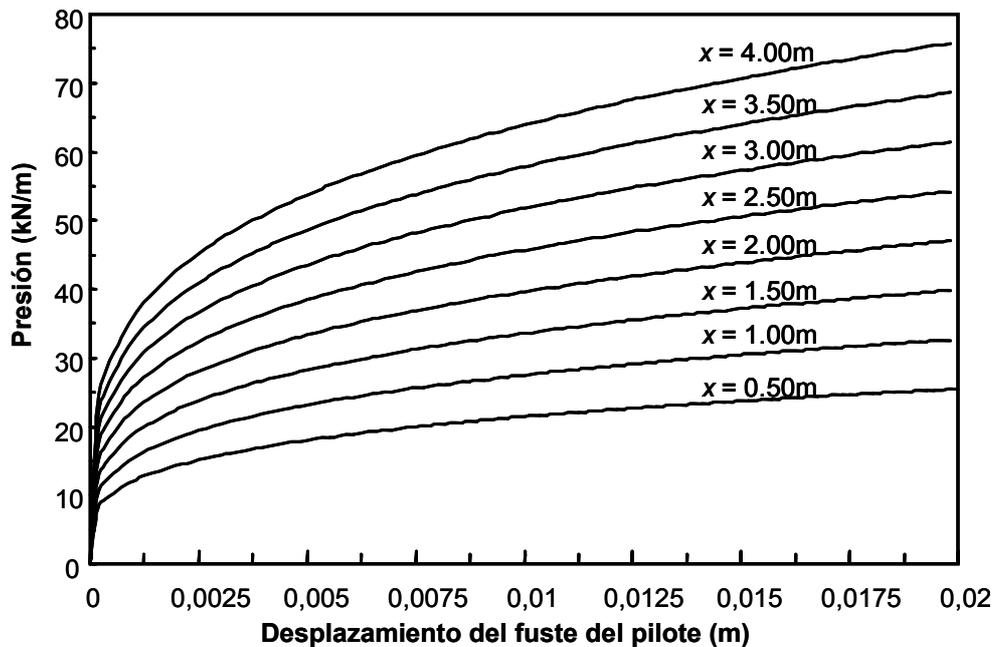


Figura 6.3: Curvas de presión deformación en profundidad para suelos con comportamiento de características cohesivas

La Figura 6.4 presenta la curva de carga lateral y deflexión en la cabeza del pilote para los 3 valores de reacción horizontal del suelo presentados en la Tabla 6.1. En la misma Figura, también se presentan los resultados experimentales obtenidos por DeNapoli (2006), representado por puntos, para un pilote con la misma longitud y diámetro que el considerado en este trabajo.

El objetivo de este análisis consiste en identificar la factibilidad del empleo de los parámetros de suelo cohesivo para calcular el comportamiento del sistema. Notar que la divergencia de los resultados del modelo para estos niveles de módulo de reacción lateral de suelo son evidentes. No se logra un ajuste satisfactorio para deformaciones superiores a 0,001m, y en consecuencia se asume que el modelo con parámetro dominante cohesivo no produce estimaciones adecuadas del comportamiento de pilotes instalados en loess. Notar que ante el aumento de carga la divergencia entre los resultados experimentales y los numéricos se incrementa.

Se muestra así que el cálculo de pilotes instalados en loess bajo condiciones naturales pueden variar considerablemente de la repuesta bajo condiciones de suelo cohesivo.

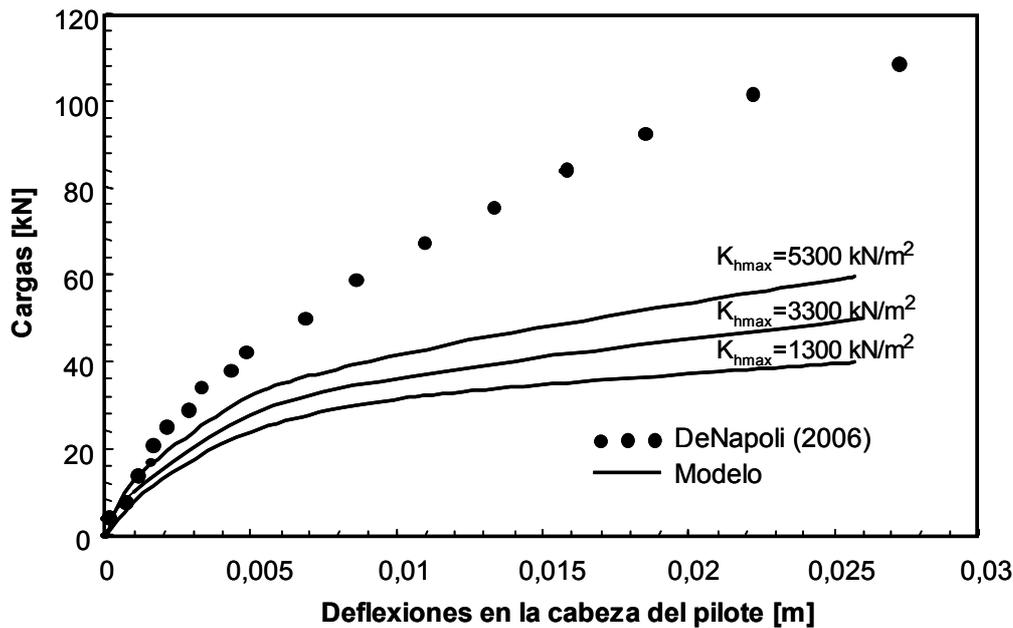


Figura 6.4: Puntos obtenidos para la calibración del modelo

#### 6.4 Pilotes instalados en suelos de grano grueso

Cuando el comportamiento del suelo es gobernado por el parámetro de fricción en el modelo constitutivo elastoplástico de Mohr-Coulomb, usualmente se emplean las curvas  $p-y$  desarrolladas por Reese *et al.* (1974) (Hsiung 2003, Anderson *et al.* 2003, Shen y Teh 2004, Ashour y Norris 2004, Kim *et al.* 2004, Zhang *et al.* 2005, Juirnarongrit y Ashford 2006).

El procedimiento de cálculo en la estimación de momento flector, esfuerzo de corte, deflexión y presión lateral de suelo consiste en los pasos que se presentan a continuación:

- (1) Se establecen las condiciones de sollicitación a nivel de superficie.
- (2) Se estima un coeficiente de reacción lateral  $n_h$ .
- (3) Se establecen las curvas  $p-y$  en profundidad.
- (4) Se efectúa el computo de la rigidez flexural con lo cual se establece la relación entre módulos.
- (5) Se realiza el cálculo de las deflexiones laterales en profundidad.
- (6) Con las deflexiones en profundidad se establecen los valores de presión en el suelo a través de las curvas  $p-y$ .
- (7) Se obtiene la variación inicial del módulo de elasticidad del suelo y su variación en profundidad, con el cual se calcula un nuevo valor del coeficiente  $n_h$ .
- (8) Se repite el procedimiento a partir del punto 4 hasta lograr la convergencia de la relación entre rigidez del suelo y rigidez del pilote.
- (9) Se calculan las deflexiones, momento flector y esfuerzo de corte.
- (10) Se computa la deflexión en la cabeza del pilote.

El modelo de curvas  $p-y$  correspondiente al modelo de Reese *et al.* (1974), requiere de parámetros de fricción, peso unitario del suelo y coeficiente de reposo del suelo. A los fines de

poder establecer la validez de este procedimiento para el cálculo de pilotes en suelos limosos, se emplean parámetros resistentes del limo bajo condiciones drenadas, con ángulo de fricción =  $28^\circ$  (Francisca *et al.* 2002) y peso unitario seco =  $13 \text{ kN/m}^3$  (Rocca *et al.* 1994), el coeficiente de reposo del suelo se establece con la expresión ( $K = 1 - \text{sen}\phi$ ). La Tabla 6.3 presenta el coeficiente de reacción lateral del suelo propuestos por distintos autores cuyos valores medios y extremos se han obtenido considerando el coeficiente de variación sugerido por Harr (1987), asumiendo una función de distribución normal. En el Anexo II, se analiza la influencia relativa de la variabilidad inherente de las propiedades del suelo en el comportamiento de pilotes bajo cargas laterales.

Al igual que en el caso de suelos arcillosos, las curvas  $p-y$  son una superficie en el espacio Euclideo caracterizado por el sistema ortogonal profundidad, deflexión y presión de reacción del suelo. Su aspecto está gobernado por el parámetro de fricción del modelo Mohr-Coulomb. La Figura 6.5 presenta la superficie para deflexiones de hasta 0,015 metros.

Notar que las curvas  $p-y$  crecen de manera indefinida para este modelo. A pesar de lo cual el aumento de resistencia lateral en profundidad está limitado por las bajas deflexiones del fuste en profundidad.

Tabla 6.3: Coeficiente de reacción lateral de suelo ( $n_h$ )

Densidad Relativa	Suelta [ $\text{kN/m}^3$ ]	Media [ $\text{kN/m}^3$ ]	Densa [ $\text{kN/m}^3$ ]
Terzaghi (1955) Valores recomendados para arenas sumergidas	720 – 2130	2130 – 7190	7190 – 14098
Reese <i>et al.</i> (1974)	5530	16585	34553
Das (2001) Arena saturada	1000 – 1400	3500 – 4500	9000 – 12000
Das (2001) Arenas secas o húmedas	1800 – 2200	5500 – 7000	15000 – 18000
Davisson (1970)	Entorno: 420 – 55290 En general: 2770 – 27640		
Valores adoptados, con COV = 24 presentado en Harr, M. (1987)			
Mínimo	Medio		Máximo
$n_{hmin} = 5800 \text{ kN/m}^3$	$n_{hmed} = 21000 \text{ kN/m}^3$		$n_{hmax} = 36250 \text{ kN/m}^3$

A nivel de superficie la reacción lateral del suelo satisface la condición de nulidad. Para un nivel de deflexión específico el incremento de presión en el suelo aumenta con la profundidad.

La Figura 6.6 muestra los tramos en los cuales se divide la curva presión versus deflexión para diferentes profundidades en el plano. Del mismo modo que en la Figura 6.3 este esquema de presentación de resultados, permite definir un nivel de deformación a partir del cual se calculan los esfuerzos de momento flector, esfuerzo de corte en análisis simplificados.

La estimación de deflexiones, momento flector y esfuerzo de corte en profundidad se efectúa con valores medios de ángulo de fricción interna, peso unitario efectivo, y coeficiente de reacción lateral. El momento aplicado a nivel de superficie se asume igual a cero y la carga horizontal a

nivel de superficie produce deflexiones que van en aumento a medida que se incrementa su magnitud.

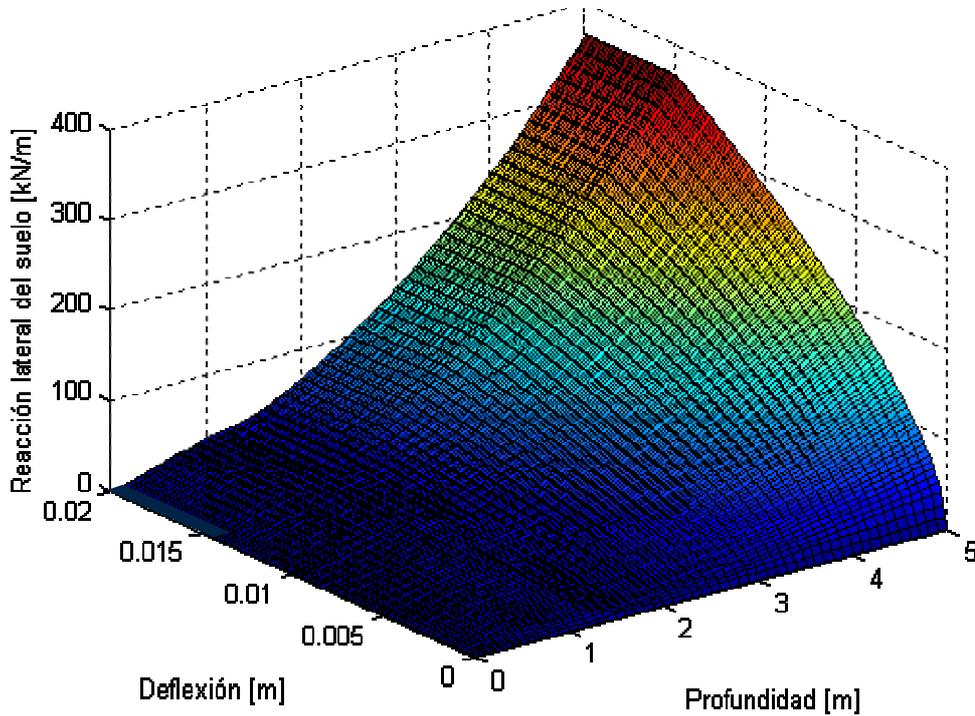


Figura 6.5: Superficie de reacción lateral. Suelos de comportamiento friccional

La Figura 6.7 presenta una comparación entre los resultados del modelo y el resultado del ensayo realizado in situ. Notar que la aproximación es adecuada hasta una deformación de 0,005 metros que implica un 12 % de la deformación máxima admitida.

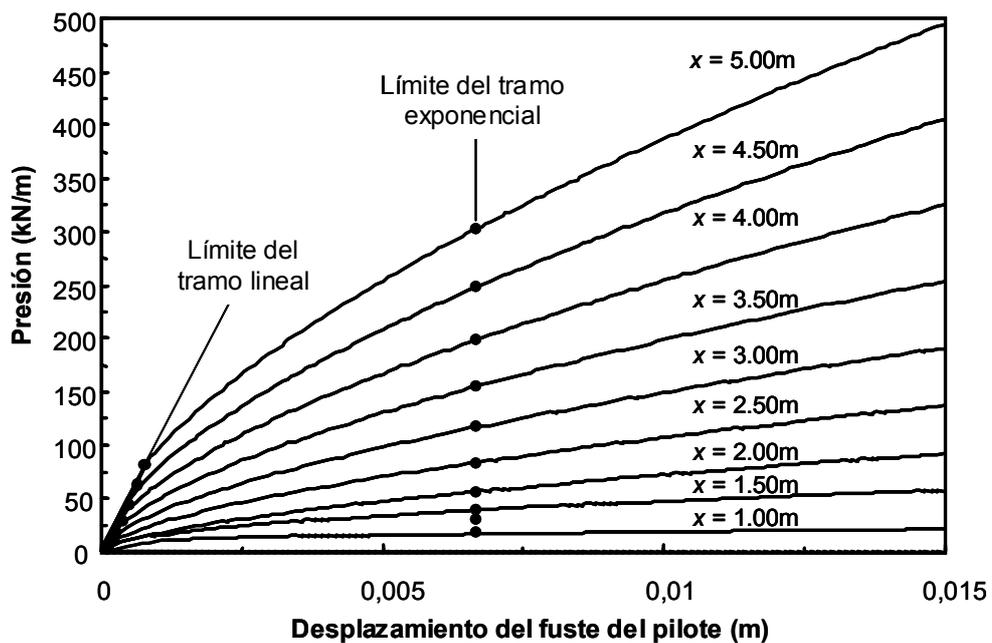


Figura 6.6: Curvas de presión deformación en profundidad para suelos de grano grueso

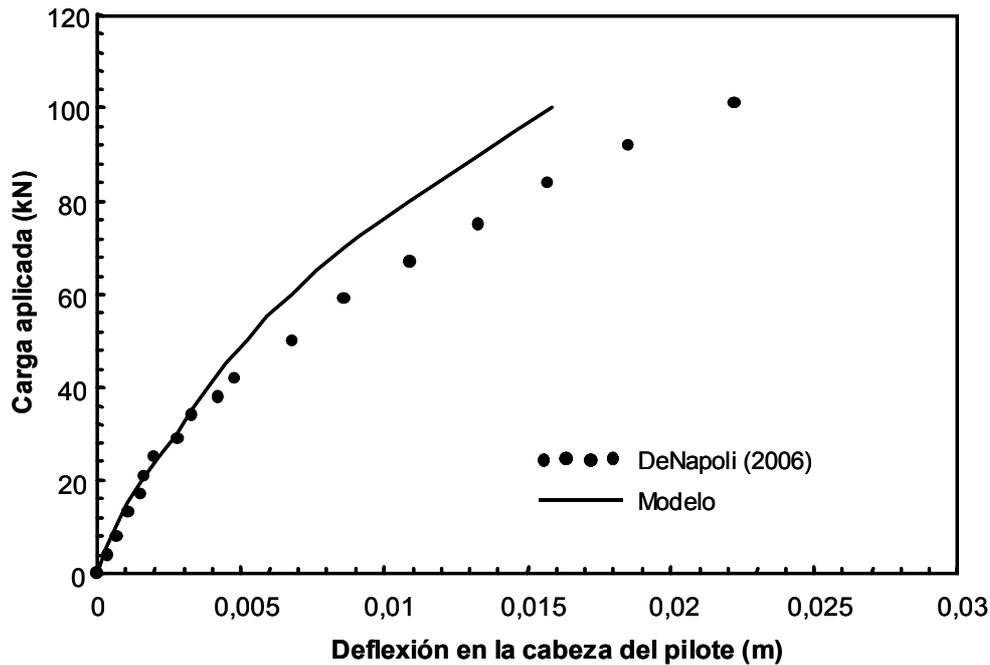


Figura 6.7: Puntos obtenidos para la calibración del modelo

La bifurcación en la trayectoria del modelo respecto al ensayos es una constante ante el empleo de coeficientes de reacción lateral en el entorno establecido en la Tabla 6.2. Posiblemente la desviación en la calibración se produce por asumir un incremento lineal en profundidad del módulo de reacción horizontal.

El empleo de valores medios de suelos cohesivos y granulares, manifiestan diferencias marcadas respecto al ensayo realizado por DeNapoli (2006). Claramente, la respuesta del pilote obtenida en suelo limoso, corresponde a una situación intermedia entre suelo cohesivo y granular. El análisis presentado indica que es necesario el desarrollo de alternativas que permitan una buena aproximación a los resultados obtenidos en los ensayos de campo.

Debido a que se han empleado parámetros medios en la estimación de comportamiento de pilotes bajo sollicitación lateral, la predicción puede variar en el rango de valores esperados. Bajo esta consideración se observa una mejor aproximación a los datos experimentales cuando se emplean modelos de predicción para suelos granulares que para suelos cohesivos.

Para fines ingenieriles, el método de Matlock y Reese (1960) resulta complejo para estimaciones en la etapa de diseño. Una alternativa mas sencilla, consiste en la estimación de deflexiones para diferentes niveles de carga mediante el método propuesto por Rifaat (1935). Este procedimiento es de fácil implementación. Se utilizan los valores medios de ángulo de fricción interna, peso unitario efectivo, y coeficiente de reacción lateral de la misma magnitud que los empleados en el método de Matlock y Reese (1960).

Broms (1964a) recomienda esta estimación para el cálculo de desplazamientos horizontales de la cabeza del pilote cuando se asume comportamiento del suelo elástico lineal. El momento aplicado a nivel de superficie se asume igual a cero y la carga horizontal produce deflexiones que van en aumento a medida que se incrementa la magnitud de la sollicitación.

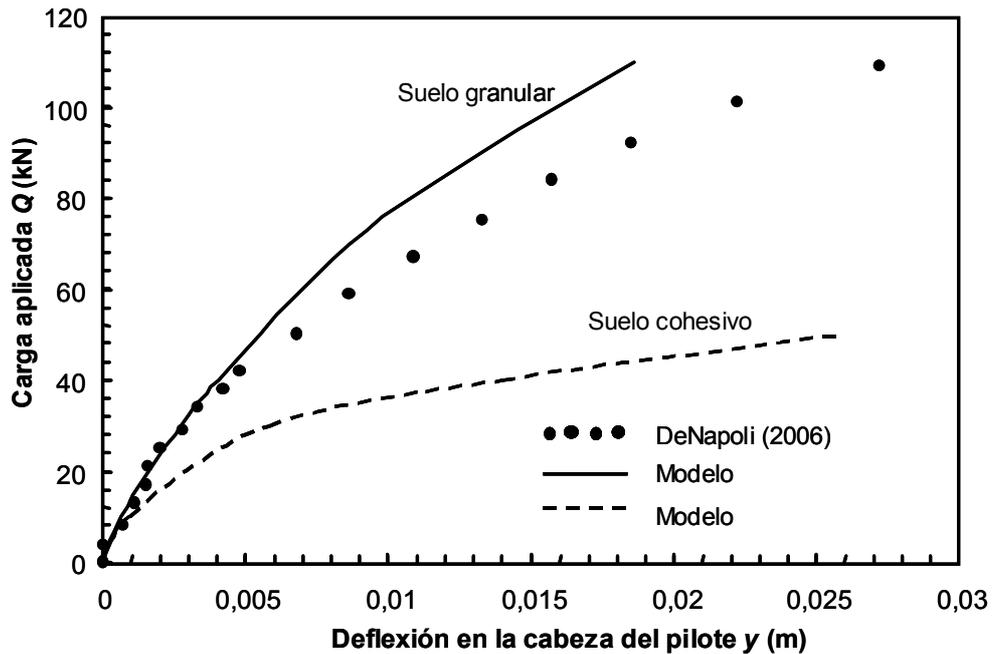


Figura 6.8: Límites superior e inferior del comportamiento del pilote en suelo loésico. Curvas  $Q-\Delta$

La Figura 6.9 muestra la respuesta del pilote comparada a la predicción determinística del modelo recomendado por Broms (1964) para suelos de grano finos y de grano gruesos para los mismos parámetros empleados en el procedimiento presentado en la sección 6.3 y 6.4.

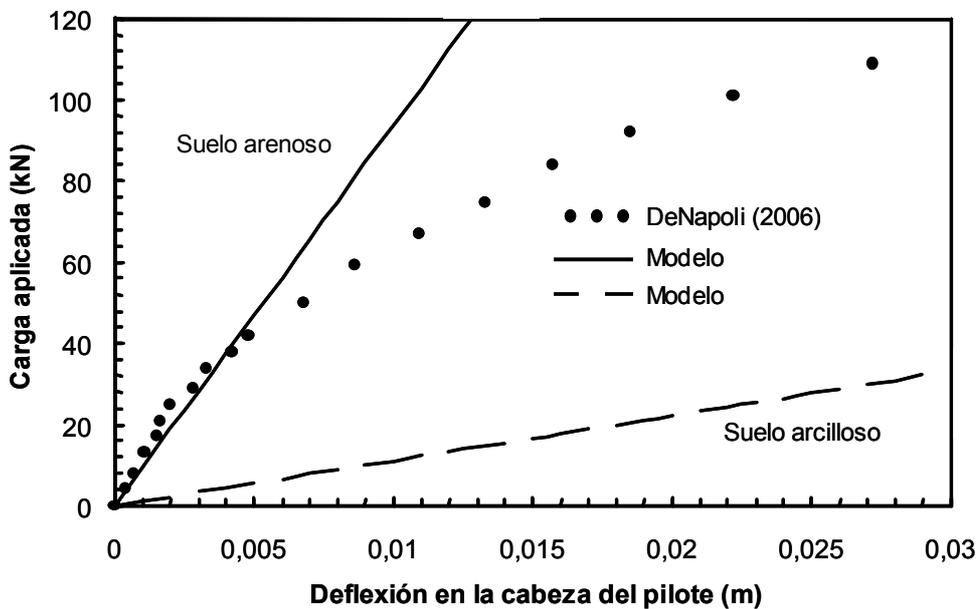


Figura 6.9: Relación entre los resultados del método de Rifaat (1935) y la respuesta del pilote en loess

Se aprecia que la divergencia de resultados es menor cuando se consideran los parámetros de un suelo de grano grueso (suelos arenosos) al igual que lo obtenido con el método de Matlock y Reese (1960). Finalmente, se destaca que las Figuras 6.8 y 6.9 ratifican que el comportamiento

del sistema suelo-pilote en loess se presenta como una situación intermedia entre suelos de características friccionales y cohesivas, con tendencia hacia los suelos arenosos.

## 6.5 Pilotes instalados en suelos de limosos

### 6.5.1 Aspectos generales

En la sección 6.4, se muestra que el sistema suelo-pilote en limos responde como una situación intermedia a los casos considerados como extremos (arcilla y arena) cuando se emplean parámetros medios del suelo.

En limos, las alternativas que pueden plantearse para llevar adelante un desarrollo que permita el cálculo de pilotes sometidos a cargas horizontales, pueden clasificarse en:

- (1) modificación de una metodología de cálculo para adaptar la condición del suelo
- (2) construcción de curvas  $p$ - $y$ :
  - (a) mediante ensayos in situ,
  - (b) por análisis inversos obtenidos de ensayos de carga horizontal
  - (c) mediante ensayos de laboratorio
  - (d) análisis numéricos inversos.

En el primer caso es necesario seleccionar un método, que posea flexibilidad suficiente en su formulación. Para las alternativas (2), se requiere de (a) ensayos in situ que soliciten la masa de suelo en dirección horizontal, (b) pueden emplearse ensayos de carga horizontal para realizar análisis inversos mediante métodos de predicción, ajustando los resultados del método de predicción a los obtenidos en campo, (c) con ensayos de laboratorio que apliquen cargas en dirección horizontal y que puedan relacionarse con el sistema físico (suelo-pilote) y (d) comparación entre análisis numéricos con métodos analíticos de calibración.

En los casos presentados es necesario establecer la variación del módulo de reacción horizontal en profundidad, para definir la respuesta de las curvas  $p$ - $y$  con las que se calcula el comportamiento del pilote.

### 6.5.2 Variación del módulo de reacción horizontal ( $k_h$ ) en profundidad

Para el cómputo de deflexiones en pilotes sometido a sollicitaciones horizontales, se requiere de una clasificación de comportamiento global (pilote rígido o flexible). Para esto se emplea un coeficiente ( $T$ ) obtenido mediante la relación entre la rigidez flexural del pilote y la rigidez del suelo. La rigidez a deformaciones transversales del pilote se obtiene mediante el producto entre el módulo de elasticidad y el momento de inercia ( $EI$ ), mientras que la rigidez del suelo es un parámetro geotécnico caracterizado por el módulo de elasticidad del suelo ( $E_s$ ) o el módulo transversal de corte ( $G_s$ ).

$$T = \sqrt[4]{\frac{EI}{E_s}}$$

En el rango elástico (pequeñas deformaciones) es suficiente conocer  $E_s$  y  $G_s$ , para los cuales, generalmente no se considera su variación en profundidad. Cuando se pretende evaluar el comportamiento del pilote en el rango no lineal, estos parámetros son insuficientes y se recurre al módulo de reacción lateral ( $k_h$ ) definido como el cociente entre la presión desarrollada por el suelo ( $p$ ) ante la aplicación de la carga y la deflexión producida ( $y$ ):

$$k_h = \frac{p}{y}$$

Las solicitaciones aplicadas sobre la cabeza del pilote, provocan desplazamientos laterales que disminuyen en profundidad debido a la transferencia de carga al suelo. Este escenario es capturado por curvas  $p$ - $y$ . Por otro lado, el suelo puede tener diferente rigidez en profundidad, como por ejemplo, los suelos granulares poseen un incremento del módulo de reacción horizontal directamente proporcional a la profundidad, caracterizado por el coeficiente de reacción horizontal ( $n_h$ ). La ecuación que vincula esta función es:

$$k_h = n_h x$$

donde  $x$  = profundidad.

Y la relación entre rigidez suelo-pilote se establece como:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

En suelos netamente cohesivos el módulo de reacción horizontal usualmente se considera constante en profundidad, y por lo tanto, no existe relación funcional entre el módulo  $k_h$  y la profundidad ( $x$ ). De este modo  $E_s = k_h$ . En suelos limosos la determinación de la ley de variación de " $k_h$ " está ligada a los parámetros resistentes, los límites de plasticidad y condiciones generales del suelo como el contenido de humedad, el peso unitario seco y los niveles de cementación.

Terzariol *et al.* (2006a,b) obtuvieron para suelos limosos expresiones empíricas mediante un proceso de calibración inversa, donde se relaciona el módulo de reacción lateral con la profundidad para suelos con humedad natural ( $k_{h(HN)}$ ) y próximo a la saturación ( $k_{h(SAT)}$ ). Las expresiones obtenidas por estos investigadores fueron adimensionalizadas mediante el empleo del diámetro y la longitud del pilote y los resultados son expresados en  $\text{kN/m}^2$ :

$$k_{h(HN)} = 9365 \left(\frac{L}{D}\right) \left(\frac{z}{L}\right)^{0.95}$$

$$k_{h(SAT)} = 9146 \left(\frac{L}{D}\right) \left(\frac{z}{L}\right)^{0.94}$$

Donde,  $L$  = longitud del pilote,  $D$  = diámetro del pilote y  $z$  = profundidad consideradas para establecer el coeficiente  $k_h$ .

Las ecuaciones presentadas asumen pequeñas deflexiones sin degradación del módulo con el nivel de deformación. Notar que éstas no poseen significado dimensional y en consecuencia no pueden ser empleadas para establecer relaciones entre rigidez del suelo y el pilote. No obstante permiten definir el orden de magnitud del módulo de reacción horizontal, lo que resulta útil para fines ingenieriles. La propuesta de Terzariol *et al.* (2006a,b) sostiene que el módulo de reacción horizontal no es constante (como en suelos netamente cohesivos), ni lineal (como en suelos granulares). Davisson (1963), propuso que las idealizaciones que simplifican el problema matemático posiblemente tienen una situación más probable en la realidad. En la Figura 6.10 se presentan éstas suposiciones.

Para el empleo del método de Matlock y Reese (1960) es necesario establecer variaciones del módulo de reacción horizontal en profundidad que permitan obtener un análisis dimensional cerrado. De esta manera, las curvas de carga deflexión pueden obtenerse considerando variaciones del módulo de reacción lateral ( $k_h$ ) en profundidad intermedias al comportamiento constante y lineal utilizando la formulación para curvas  $p$ - $y$ .

Palmer y Thompson (1948) proponen una ecuación para establecer la variación del módulo de reacción horizontal con la profundidad mediante la expresión:

$$k_x = k_h \left( \frac{x}{L} \right)^n$$

Donde  $k_x$  = módulo de reacción horizontal para una profundidad ( $x$ ),  $k_h$  = módulo de reacción horizontal a la profundidad de la punta del pilote (medido in situ) y  $n$  = coeficiente igual o mayor que cero.

La expresión anterior no se puede emplear en las ecuaciones anteriores porque éstas representan funciones de comportamiento del suelo lineal o constante para el módulo de reacción horizontal. Por esto se propone en este trabajo una ecuación del tipo:

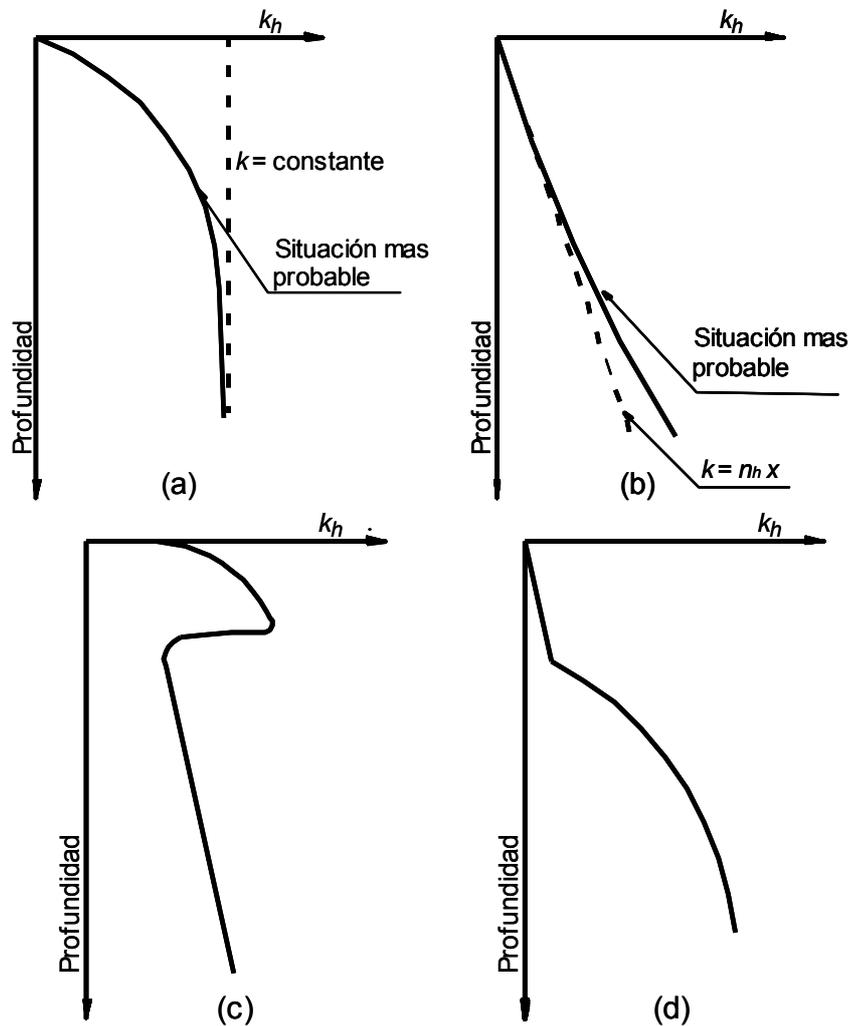


Figura 6.10: variación del módulo de reacción lateral en profundidad. (a) suelo cohesivo. (b) suelo granular. (c) arcilla normalmente consolidada y disecada. (d) estrato superficial blando (Davisson 1963 en Prakash y Sharma 1990)

$$k_h = m_h \left( \frac{x}{D} \right)^n$$

Donde,  $m_h$  = parámetro de crecimiento de la función ( $k_{h(x)}$ ),  $n$  = parámetro de forma, que establece las características de variación en profundidad de la función para  $k_{h(x)}$  variable entre 0 y 1 dependiendo de las características del suelo,  $x$  = profundidad,  $D$  = diámetro del pilote.

Bajo esta ecuación, la relación de rigidez flexural propuesta en este trabajo para el sistema suelo-pilote resulta:

$$T = \sqrt[n+4]{\frac{EI \cdot D^n}{m_h}}$$

Para  $n = 0$  la ecuación corresponde a suelos cohesivos:

$$n = 0 \rightarrow T = \sqrt[0+4]{\frac{EI \cdot D^0}{k_h \left(\frac{D}{x}\right)^0}} \Rightarrow T = \sqrt[4]{\frac{EI}{k_h}}$$

Mientras que para  $n = 1$  corresponde a suelos granulares:

$$n = 1 \rightarrow T = \sqrt[1+4]{\frac{EI \cdot D^1}{k_h \left(\frac{D^1}{x^1}\right)}} \Rightarrow T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\frac{k_h}{x}}} \Rightarrow T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

Si  $n$  es nulo, el módulo de reacción lateral permanece constante en profundidad ( $k_h$ ), y si su valor es unitario, la expresión resultante indica un comportamiento del módulo de reacción lateral de variación lineal en profundidad caracterizado por la pendiente  $n_h$  (Figura 6.11).

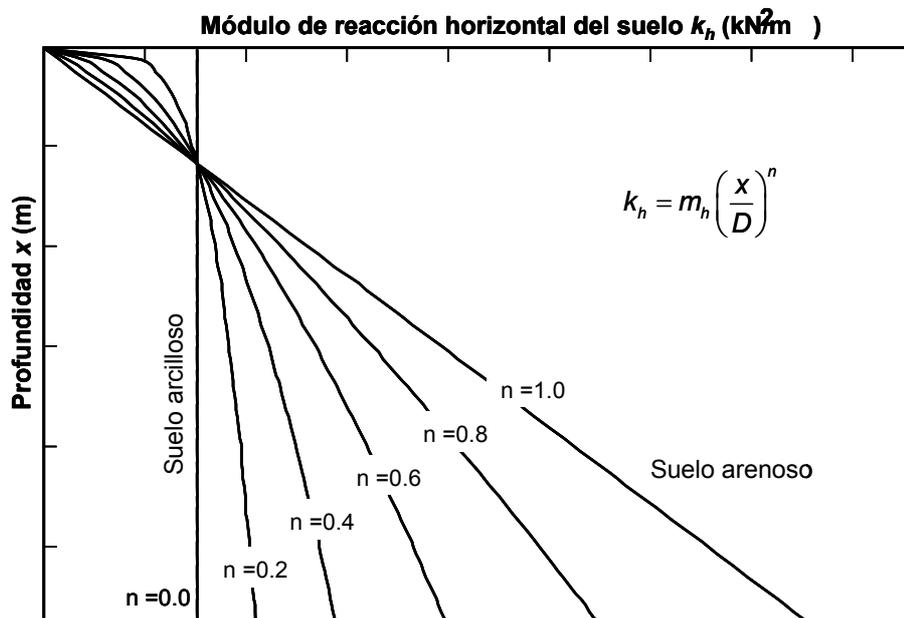


Figura 6.11: Variación en profundidad del módulo de reacción horizontal  $k_h$

Notar que aún, bajo coeficientes  $n$  fraccionarios comprendidos entre 1 y 0 (límites de validez) el análisis dimensional arroja unidad de longitud (m) para el coeficiente  $T$  (relación de rigidez suelo-pilote), lo cual permite obtener una solución cerrada.

### 6.5.3 Obtención de curvas $p$ - $y$ mediante análisis inverso

Para obtener las curvas  $p$ - $y$  en suelo limo-loésico, se plantea un esquema de elemento estructural sometido a carga monótonica creciente transversal a la generatriz de la sección. Se

coloca un sistema de resortes en toda la longitud del elemento que representan al suelo y cuya respuesta permite obtener las curvas  $p$ - $y$  para diferentes niveles de sollicitación. En este trabajo, el sistema se implementó mediante el método de elementos finitos para calcular la variación del módulo de reacción horizontal en profundidad a partir del cual se establecen las curvas de presión y deflexión.

Para la implementación del modelo se considera un pilote sometido a carga horizontal de 5 metros de longitud y 0,40 metros de diámetro instalado en la Ciudad Universitaria de la ciudad de Córdoba Argentina. Se asume que a la profundidad de implante, la sección posee rotaciones y deflexiones pequeñas o nulas. Esto se materializa mediante dos o mas vínculos de segunda especie a profundidad de implante. Una segunda alternativa consiste en asumir que la sección del pilote a profundidad de implante no posee desplazamientos pero pueden existir rotaciones de la sección por efecto de la carga lateral aplicada a nivel de superficie. Esta condición se modela mediante un apoyo fijo y resorte. Finalmente la tercera alternativa contempla la situación de traslación en la sección que corresponde a la punta del pilote acoplada a rotaciones. Este comportamiento se captura por condiciones de vínculo elástico en la punta.

En calibraciones inversas de este tipo, no se contemplan eventuales variación del contenido de humedad, lo cual tiene una influencia importante en el comportamiento del conjunto suelo-pilote. Generalmente se emplea cuando puede asumirse un estrato de suelo homogéneo.

En este caso, se asume un estado plano de tensiones mediante elementos planos de nueve nudos, empleados frecuentemente para modelar sólidos de dos dimensiones con espesor uniforme y paralelo a los planos principales globales. Esto permite establecer la trayectoria de tensiones en estado plano. Se reconoce que también es posible emplear elementos de viga para la modelación. En este caso, se asume que las secciones se mantienen planas durante la deformación (Viga de Euler- Bernoulli o Viga de Timoshenko). Esta hipótesis eventualmente puede no ser válida en pilotes cilíndricos instalados en suelo loésico, donde participan fenómenos de fricción vertical entre fuste y suelo durante la deflexión. En base a esta consideración se ha definido que los elementos longitudinales se encuentran en estado plano de tensiones, pero no que sus secciones se mantengan planas durante la deformación. Cada elemento posee su propio sistema coordenado local que se alinea con el sistema global.

Los elementos discretos del pilote se asumen isotrópicos sin variación de su estado tensional por variación de temperatura. Las tensiones en el sistema coordenado local del elemento se evalúan en los puntos de la integración y se extrapolan a los nudos del elemento. La Figura 6.12 muestra la definición de caras y conectividad de nudos en el sistema coordenado local.

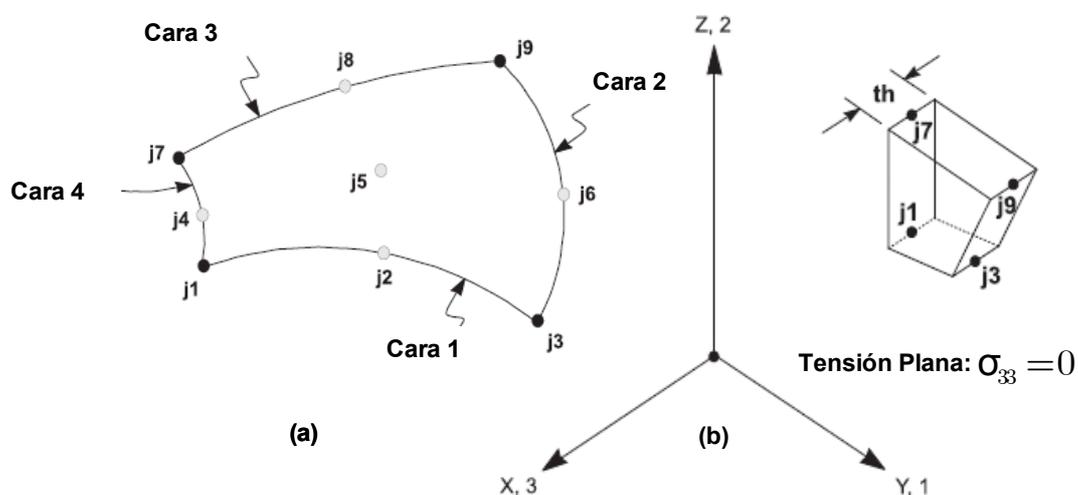


Figura 6.12: Elementos planos. (a) Conectividad de los nudos y definición de las caras. (b) Sistema coordenado local y definición de espesor

El perfil de suelo considerado está compuesto por un horizonte de limo arenoso marrón claro desde el nivel de terreno hasta una profundidad de 2,50 metros. Entre los 2,50m hasta los 3,75m se desarrolla un horizonte de limo arenoso y desde los 3,75m y hasta el fin de la exploración (5,00m) se encuentra un limo arenoso algo cementado. Los pesos unitarios secos del suelo en profundidad variaron entre  $12,3 \text{ kN/m}^3$  a  $13,3 \text{ kN/m}^3$ . La humedad promedio del perfil fue de 16,2% (Terzariol *et al.* 2006a-b).

La Figura 6.13 presenta la deflexión del pilote respecto a la carga ( $Q-\Delta$ ) para el primer modelo. El ajuste se logra en un proceso iterativo calibrando el coeficiente  $m_h$ , con  $n = 0,8$ , sin perder en el proceso la suavidad de la respuesta obtenida con el programa computacional. Notar que la aproximación a los resultados es excelente, gracias a la flexibilidad que posee el proceso iterativo de ajuste presentado por Arrúa 2006.

La Figura 6.13 muestra un tramo lineal a bajas deflexiones con incremento de curvatura entre los 0,0025 metros y los 0,0075 metros, luego del cual puede aproximarse nuevamente a una recta. El ajuste a los resultados experimentales es aceptable hasta los 0,025m de deflexión horizontal. Para capturar la no linealidad en carga-deflexión en la cabeza del pilote es necesario establecer la degradación del coeficiente  $m_h$  con el incremento de deflexión lo cual provoca variaciones del módulo de reacción lateral  $k_h$  en profundidad.

La degradación del coeficiente  $m_h$  para diferentes niveles de deformación transversal se presenta en la Figura 6.14, donde se muestra que en el tramo lineal de la curva carga deflexión, el entorno de valores  $m_h$  son aproximados al valor propuesto por Terzariol *et al.* (2006a-b).

La Figura 6.13 permite apreciar la calibración según el empleo de las curvas  $p-y$  y los resultados obtenidos por la aplicación del método de Matlock y Reese (1960) modificado adoptando un coeficiente  $n = 0,8$  en correspondencia con suelo de comportamiento intermedio a las arcillas y arenas.

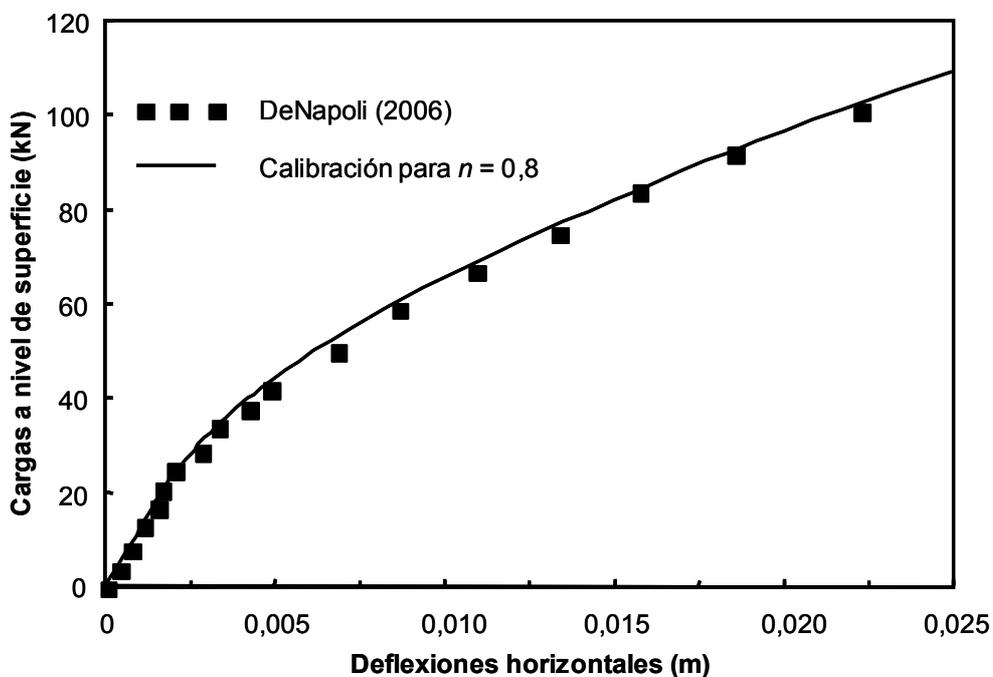


Figura 6.13: Curva de carga-deflexión a nivel de superficie para el modelo (a)

La Figura 6.14 muestra que el valor del coeficiente  $m_h$  permanece constante mientras el pilote posee deformaciones en el rango elástico del suelo, momento a partir del cual éste comienza a perder rigidez, caracterizado por la curvatura cóncava.

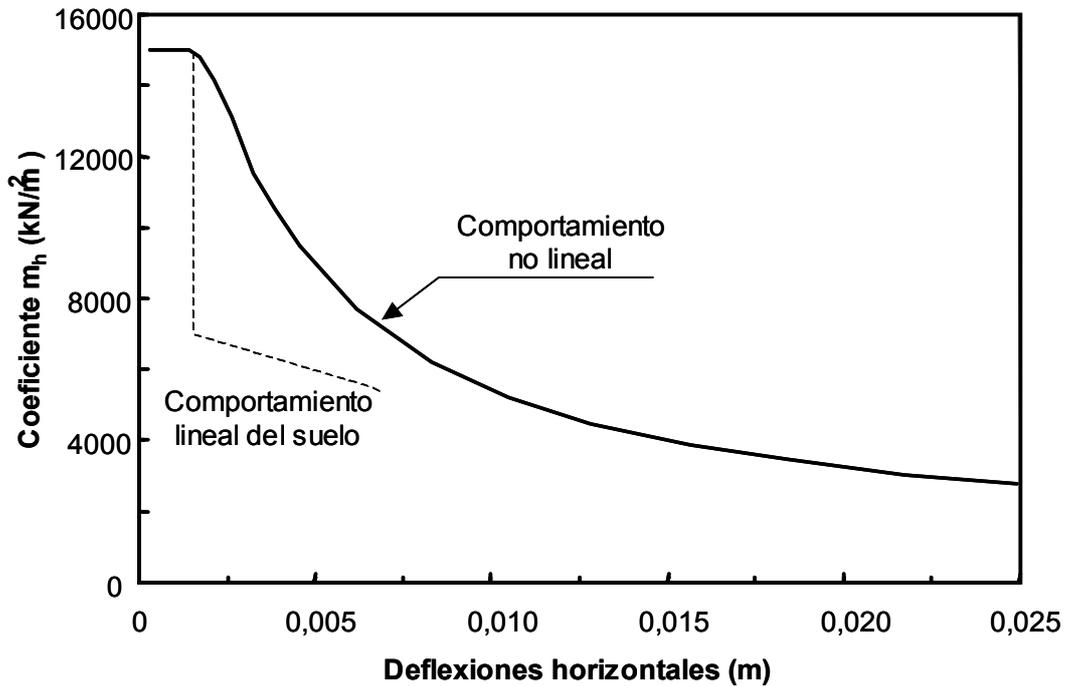


Figura 6.14: Degradación del coeficiente  $m_h$  con el incremento de deflexión

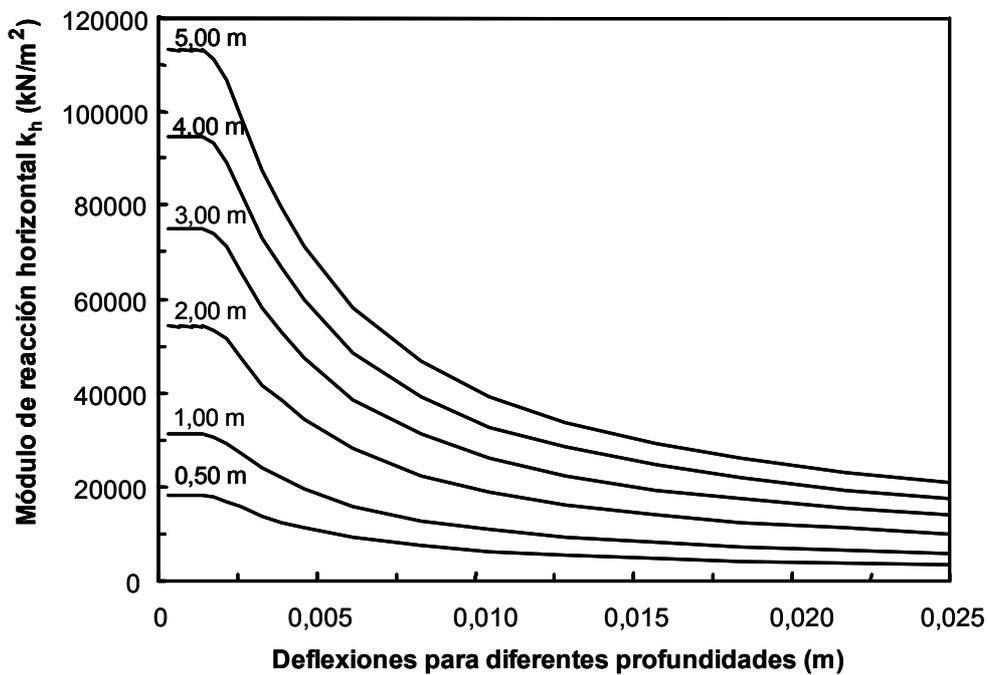


Figura 6.15: Variación del módulo de reacción horizontal dependiente de la deflexión en profundidad

La función se hace asintótica horizontalmente a un valor aproximado de 2000 kN/m<sup>2</sup>, valor para el cual se considera la falla a sollicitación lateral (condición de deformabilidad admisible).

Por su parte el módulo de reacción horizontal resulta variable dependiente del nivel de deflexión y la profundidad en el cual se considere la presión del suelo contra el pilote.

La Figura 6.15 presenta la relación entre deflexiones a nivel de superficie, profundidad y módulo de reacción. Puede apreciarse que posee un tramo constante inicial en coincidencia con el campo lineal de deflexiones. Así, a partir del coeficiente  $m_h$ , es posible establecer la variación del módulo de reacción horizontal en profundidad.

La Figura 6.16 muestra la variación de  $k_h$  para diferentes los valores de  $m_h$  en profundidad que permiten ajustar los resultados numéricos a los experimentales. Se observa que el módulo posee una variación intermedia entre la lineal adjudicada a suelos arenosos y la constante establecida para suelos arcillosos. Esto favorece la calibración a los resultados experimentales y la posterior obtención de las curvas  $p-y$ .

Conocida la variación en profundidad del módulo de reacción horizontal para cada profundidad es posible establecer las curvas  $p-y$  en el análisis inverso (Figura 6.17) como el cociente entre el módulo de reacción y la deflexión. Estas curvas  $p-y$  pueden ser parametrizadas, para permitir la estimación del comportamiento de pilotes en suelos limosos.

Las curvas de presión-deflexión presentan un tramo lineal que varía en función de la profundidad analizada. Empleando el mismo procedimiento descrito para cada modelo de análisis es posible establecer la influencia de las condiciones de contorno y su importancia relativa en la estimación de deflexiones.

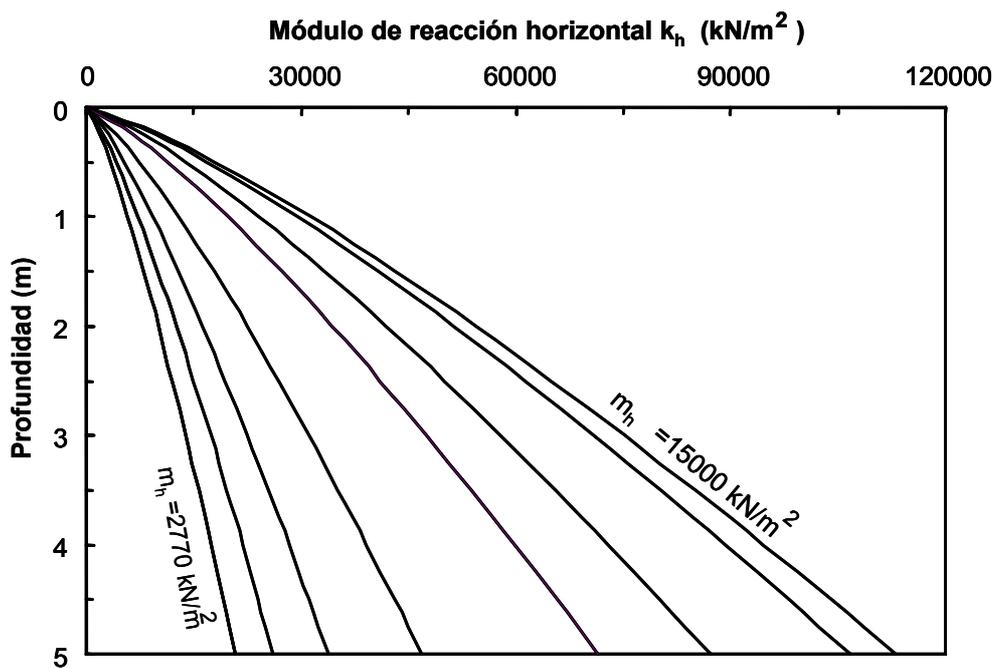


Figura 6.16: Variación del módulo de reacción horizontal con la profundidad y el coeficiente  $m_h$

La Figura 6.18 muestra el coeficiente  $m_h$  y su variación con los niveles de deflexión para los modelos (a) correspondiente a giro y desplazamiento de la sección de la punta del pilote nula, (b) para hipótesis de desplazamiento horizontal nulo con giro permitido y (c) desplazamiento y giro permitido.

Notar que la influencia de la condición de borde adoptada para la punta del pilote no tiene relevancia en la determinación del módulo de reacción horizontal.

Los diagramas de presión lateral de suelo muestran que el máximo se presenta en las cercanías de la superficie y aproximadamente entre 2 a 2,5 veces el diámetro del pilote. Esto remarca la importancia de establecer el módulo de reacción horizontal con mayor certeza en las cercanías

del nivel de superficie (Figura 6.19). Con la utilización de los coeficientes  $m_h$  para cada deflexión y la variación del módulo de reacción horizontal en profundidad es posible estimar el comportamiento del pilote sometido a cargas laterales.

Una motivación durante las últimas décadas de numerosos investigadores ha sido facilitar la utilización de procesos de cálculo durante la etapa de diseño

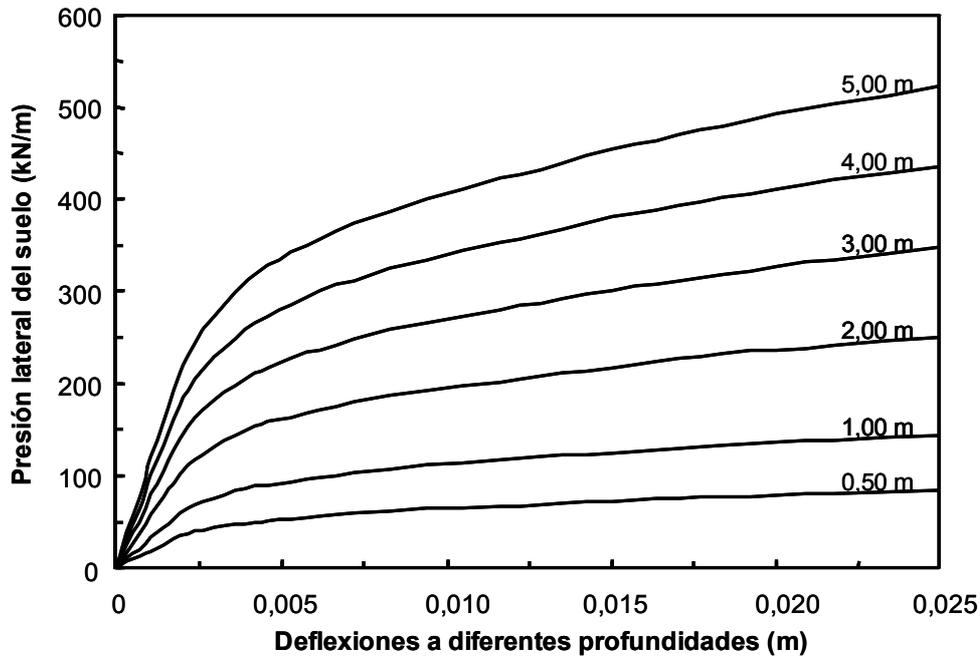


Figura 6.17: Curvas  $p-y$  obtenidas del análisis inverso

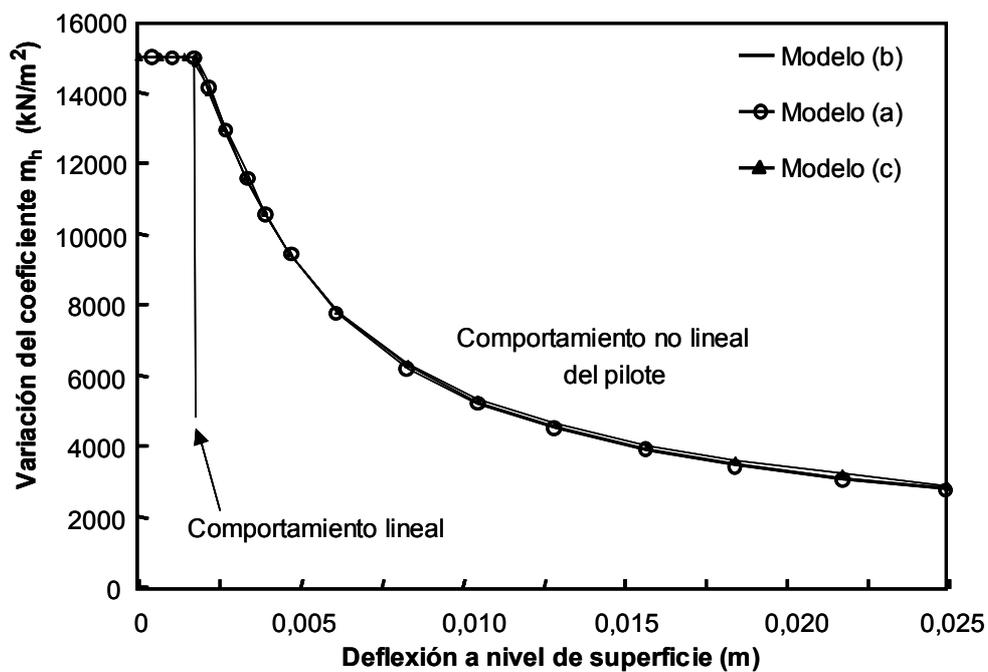


Figura 6.18: Comparación del coeficiente  $m_h$  para diferentes modelos en función de la deflexión horizontal

de pilotes a solicitaciones horizontales, a pesar de lo cual, aún los métodos mas simples de estimación de deflexiones resultan laboriosos.

La calibración presentada en este apartado, permite establecer la variación del módulo de reacción lateral a través del coeficiente  $m_h$ , que puede ser ajustado a las curvas presentadas en la Figura 6.18. Para esto se define una función por tramos modificando el eje de abscisas para obtener una relación adimensional. Se obtiene:

$$m_h = 15000 \quad \forall \quad m \leq 0,005$$

$$m_h = 173 (m + 1) (m + 0.0067)^{-1} \quad \forall \quad m > 0,005$$

Donde  $m$  = relación entre deflexión y diámetro del pilote ( $y/D$ ).

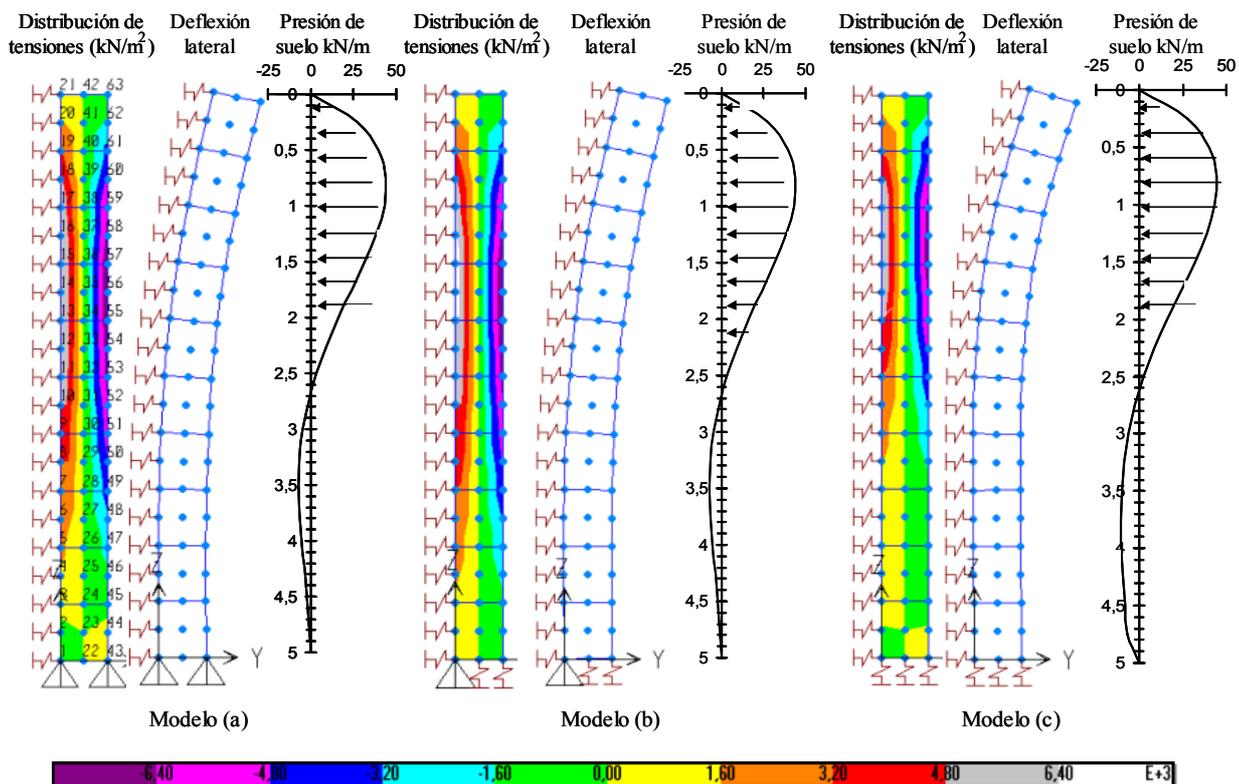


Figura 6.19: Tensiones  $\sigma_{22}$ , deflexión horizontal y presión desarrollada en el suelo para los Modelos (a), (b) y (c)

La ecuación que permite calcular el módulo  $k_h$  mediante una función bi-variada dependiente de la profundidad y la deflexión:

$$k_h = 173 (m + 1) (m + 0,0067)^{-1} \sqrt[3]{(x/D)^4}$$

Donde,  $x$  = profundidad,  $m = y/D$ ,  $y$  = deflexión del pilote en dirección horizontal y  $D$  = diámetro del pilote.

Conocer los niveles de sollicitación a lo largo del pilote requiere establecer la presión desarrollada en el suelo, lo cual es caracterizado por el módulo de reacción horizontal.

La estimación del comportamiento de pilotes sometidos a cargas laterales puede ser simplificado considerablemente con el proceso presentado en esta sección. El cual finalmente consiste en:

- (1) Establecer una deflexión compatible con la condición de uso y funcionalidad de la estructura ( $y$ )
- (2) Obtener el coeficiente  $m_h$
- (3) Calcular el módulo de reacción en profundidad  $k_h$
- (4) Implementar un pilote discretizado en profundidad simulando el suelo como una serie de resortes espaciados uniformemente con rigidez  $k$  obtenida como  $k = k_h \Delta_x$  donde  $\Delta_x$  corresponde a la separación entre resortes
- (5) Obtener la variación en profundidad de la presión desarrollada en el suelo
- (6) Determinar los esfuerzos internos útiles para efectuar el dimensionado del pilote.

#### 6.5.4 Métodos de construcción de curvas $p$ - $y$ con el minipresiómetro

Se han presentado métodos de cálculo que llevan el análisis tridimensional al plano, mediante una discretización del medio en el cual se encuentra inmerso. La interfase entre el suelo y el fuste del pilote se representa con resortes discretos cuyo comportamiento puede ser lineal, bilineal o no lineal. Numerosos autores intentan representar el comportamiento de estos resortes mediante funciones parametrizadas con ensayos in-situ, laboratorio, o relaciones empíricas.

El ensayo minipresiómetro desarrollado en este trabajo, permite obtener curvas de presión y deformación unitaria que describen la respuesta de una perforación ante cargas radiales, equivalente a las acciones que provoca un pilote durante la movilización del suelo que lo rodea. De este modo, puede emplearse la curva de expansión minipresiométrica para el desarrollo de curvas  $p$ - $y$ .

La Figura 6.20 presenta la relación que existe entre el ensayo minipresiométrico y el pilote sometido a carga horizontal. Estas ecuaciones representan la analogía entre el radio del minipresiómetro y el radio del pilote (el incremento de deformación radial en el ensayo de laboratorio se propone análogo a la deflexión horizontal en el pilote).

De este modo, para una presión dada en el minipresiómetro, es posible calcular la deformación “ $y$ ” de la curva buscada. Se realiza una transformación de la curva de expansión (cuyos ejes corresponden a presión interior de la cavidad y deformación volumétrica unitaria) a la curva  $p$ - $y$  (cuyos ejes corresponde a presión y deflexión).

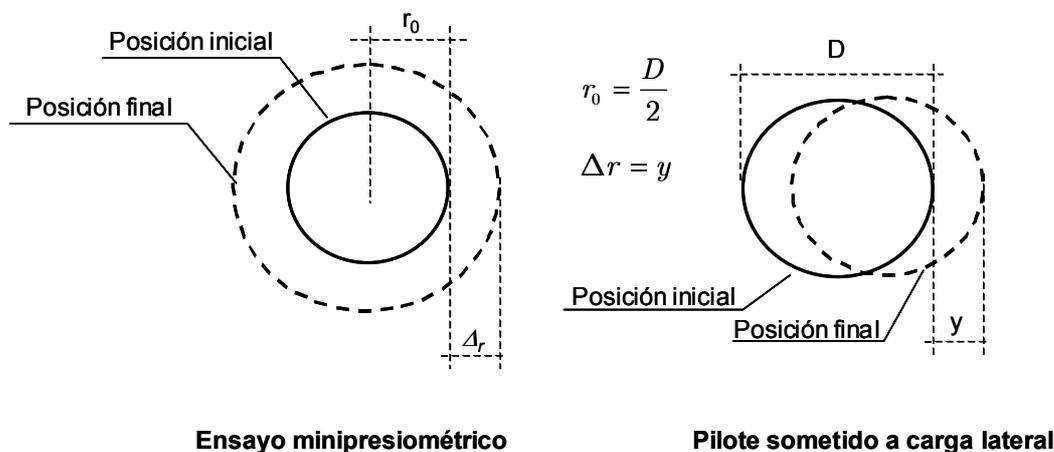


Figura 6.20: Definición de la deformación  $y$  obtenida a partir de los resultados minipresiométricos

La Figura 6.21 presenta los resultados obtenidos con el minipresiómetro para muestras construidas en laboratorio a peso unitario conocido próximo al valor medio ( $13 \text{ kN/m}^3$ ), las cuales poseen diferentes grados de saturación.

Notar que un incremento del grado de saturación ( $S_r$ ) provoca una disminución de la resistencia del suelo relacionado al nivel tensional. A diferencia de las curvas  $p$ - $y$  presentadas, los suelos loésicos requieren de un parámetro adicional relacionado con el contenido de humedad.

Para establecer la presión de reacción del suelo ( $p$ ) se propone el producto entre el diámetro del pilote y la presión desarrollada en el ensayo de expansión ( $\psi$ ), junto a un coeficiente de proporcionalidad ( $\lambda$ ) que tiene en cuenta la rugosidad del material en contacto con el suelo y el efecto de fricción vertical entre el fuste del pilote y suelo.

$$p = \lambda \psi D$$

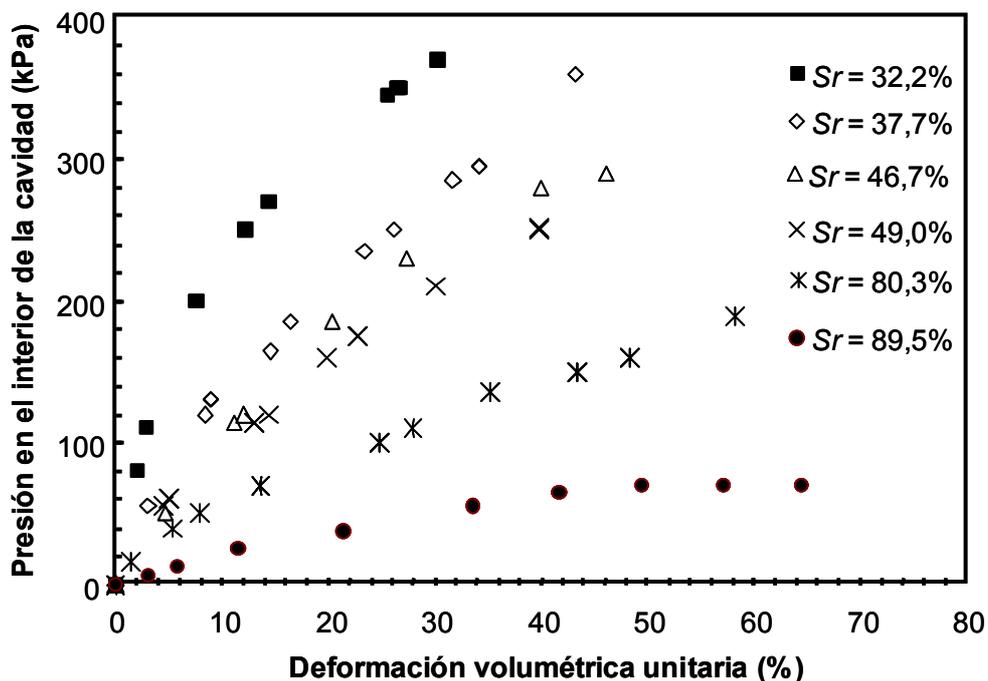


Figura 6.21: Curvas minipresiométricas para diferentes contenidos de humedad con suelo remoldeado

La transformación de curva minipresiométrica a curva  $p$ - $y$  requiere la adimensionalización del eje horizontal para establecer la analogía entre las deflexiones y las deformaciones volumétricas unitarias. Esto se realiza mediante el empleo del diámetro del pilote ( $D$ ).

Con la proporción establecida en la Figura 6.20, se obtiene:

$$\frac{y}{(D/2)} = \frac{u}{r_0} \Rightarrow \frac{y}{D} = \frac{u}{2r_0}$$

Donde  $y$  = deflexión horizontal del suelo,  $u = \Delta r$  = desplazamiento de la pared de la cavidad durante el ensayo minipresiométrico,  $r_0$  = radio inicial de la perforación cilíndrica de la sonda minipresiométrica y  $D$  = diámetro del pilote. Notar que en el ensayo minipresiométrico se obtienen volúmenes de líquido inyectado, por lo cual es necesario calcular el desplazamiento de la pared de la cavidad para diferentes presiones mediante:

$$u = \sqrt{\frac{v_{iny}}{l \pi} + r_0^2} - r_0$$

Donde  $v_{iny}$  = volumen de líquido inyectado para una presión conocida,  $l$  = longitud de la celda central de medición del minipresiómetro,  $r_0$  = radio de la sonda minipresiométrica.

La calibración propuesta a los resultados presentados en la Figura 6.21, se realiza mediante una relación hiperbólica entre la deformación y la presión de reacción del suelo, que responde a la siguiente expresión:

$$p = \frac{y / \kappa}{\frac{1}{E_i} + \frac{y / \kappa}{p_{max}^*}}$$

Donde  $y$  = deflexión,  $\kappa$  = coeficiente adimensional de estructuración del suelo que varía entre 0,25 y 0,1 para suelos remoldeados y estructurados respectivamente obtenido de los resultados experimentales presentados en este trabajo,  $E_i$  = módulo de elasticidad en la solución analítica en medio elástico que calibra a la pendiente inicial de ensayo minipresiométrico y  $p_{max}^*$  = presión de reacción del suelo máxima caracterizado en el ensayo de expansión.

En base a los resultados presentados en las secciones anteriores, se ha establecido que el modulo de elasticidad inicial se relaciona con el módulo minipresiométrico inicial mediante:

$$E_i = 2(1 + \nu) M_{MPi}$$

Donde  $\nu$  = coeficiente de poisson y  $M_{MPi}$  = módulo minipresiométrico inicial. Mientras que la presión de reacción máxima del suelo medida en (kN/m) se obtiene como:

$$p_{max}^* = p_{max} D 2(1 + \nu)$$

Donde,  $p_{max}$  = presión máxima desarrollada en el ensayo minipresiométrico,  $D$  = diámetro del pilote para secciones circulares o lado del pilote para secciones rectangulares y  $\nu$  = coeficiente de Poisson.

Finalmente la ecuación propuesta para representar las curvas  $p$ - $y$  a partir del ensayo minipresiométrico se obtiene:

$$p = \frac{y / \kappa}{\frac{1}{2(1 + \nu) M_{MPi}} + \frac{y / \kappa}{p_{max} D 2(1 + \nu)}}$$

En la Figura 6.22 se presentan los resultados del cambio de espacio de los resultados minipresiométricos. Debido a que la transformación de espacios es lineal, el aspecto de la tendencia permanece inalterado. Notar que el eje de abscisas de las curvas  $p$ - $y$  se adimensionalizó con el diámetro del pilote.

La Figura 6.23 corresponde a la representación de las curvas  $p$ - $y$  para un pilote de 0,40 metros de diámetro y para diferentes valores de grado de saturación. Notar que estos resultados han sido obtenidos sobre suelo cuya clasificación en el sistema unificado corresponde a CL-ML bajo condición de estructuración del suelo remoldeada. En consecuencia, esta metodología es aplicable a todo material limo loésico que ha sido desestructurado y remoldeado a peso unitario de 13 kN/m<sup>3</sup> sin contemplar el nivel de cementación del suelo. Si se pretende obtener curvas  $p$ - $y$  para suelos estructurados o cementados, la construcción se realiza calibrando el modelo a los resultados de laboratorio mediante el empleo de un único coeficiente ( $\kappa$ ) del suelo.

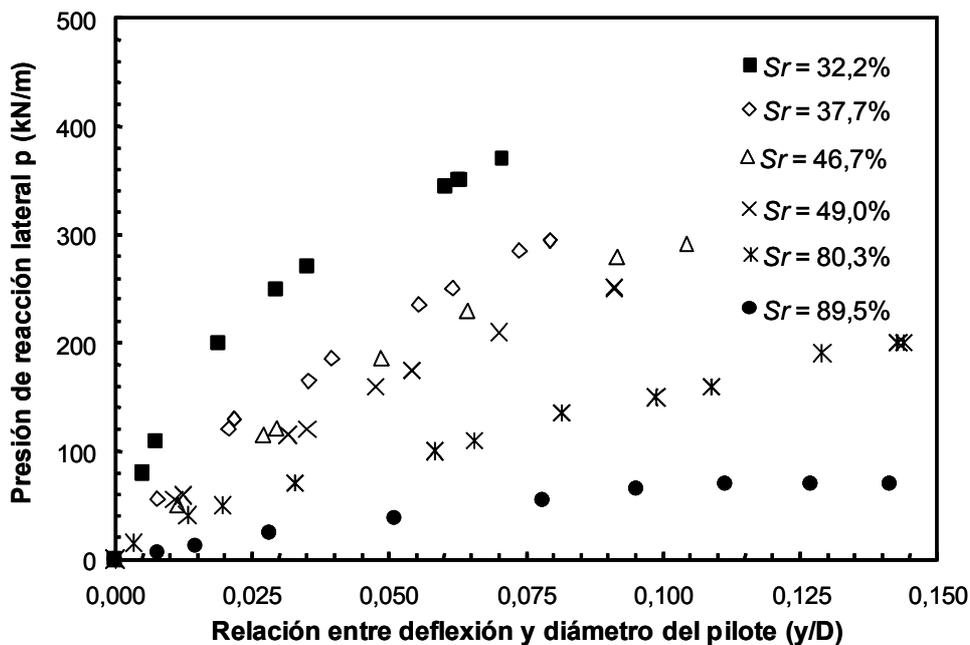


Figura 6.22: Resultados experimentales para construcción de curvas  $p$ - $y$

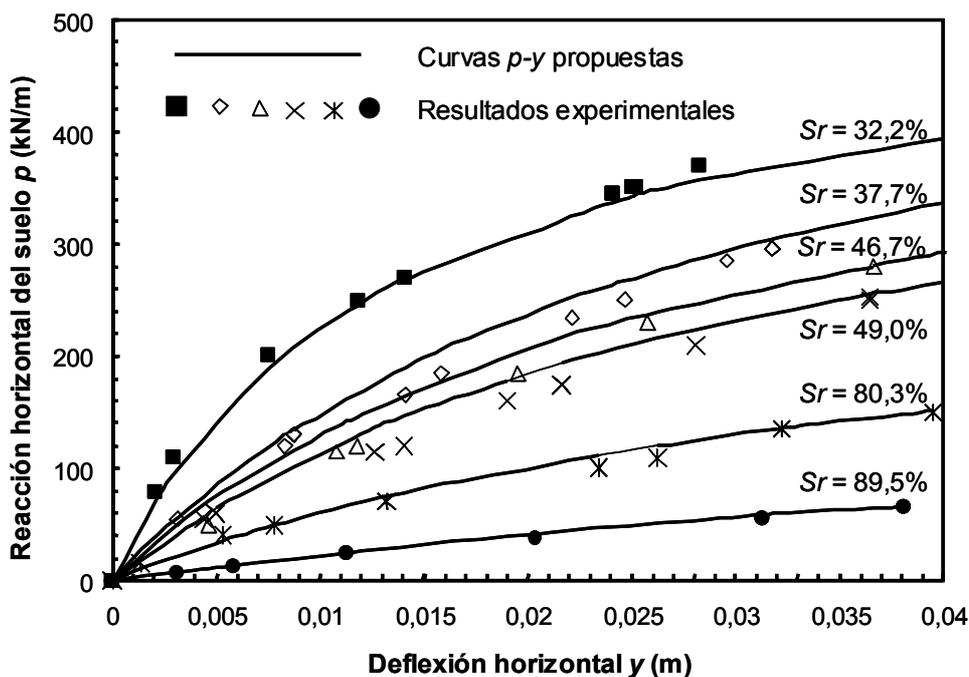


Figura 6.23: Respuesta del modelo de curvas  $p$ - $y$  para suelo loésicos reconstituido comparado con los resultados experimentales

El modelo propuesto responde para las curvas  $p$ - $y$  a partir de los parámetros de módulo minipresiométricos y presión máxima desarrollada. Cuando el contenido de humedad se incrementa estos parámetros obtenidos de la curva de expansión disminuyen.

Como se presentó en el capítulo 3, los suelos loésicos poseen comportamiento tensodeformacional altamente relacionado con el grado de saturación y en consecuencia, ésta es una variable que debe ser contemplada en la generación de curvas  $p$ - $y$  para limosos-arcillosos. La propuesta realizada en este trabajo para tener en cuenta esta variable consiste en realizar ensayos

de expansión minipresiométrica sobre muestras en condición de humedad natural e inundada (doble minipresiómetro).

Como resultado se obtienen dos curvas extremas en las que es posible conocer la magnitud de deformación máxima por humedecimiento de la muestra de suelo. Luego se emplea la ecuación

$$p = \frac{y / \kappa}{\frac{1}{2(1 + \nu) M_{MPi}} + \frac{y / \kappa}{p_{\max} D 2(1 + \nu)}}$$

para obtener las curvas analíticas. En la Figura 6.24 se presentan los resultados del doble minipresiómetro obtenidos para una muestra bajo condiciones de humedad natural ( $\omega = 12,7\%$ ) y próxima a la saturación ( $\omega = 40,7\%$ ) para un pilote de 0,40 metros de diámetro.

Para estados de humedad intermedio, pueden contemplarse dos alternativas. La primera consiste en contemplar la variación no lineal entre el incremento de humedad y los parámetros que gobiernan la tendencia de las curvas  $p$ - $y$  obtenidas mediante la expresión anterior. Para esto se establece la influencia de estructuración del suelo para dos condiciones extremas, tal como se ha presentado en la Figura 6.24. Se define un coeficiente de estructuración  $E_{st}^M$  que resulta de la diferencia entre los módulos minipresiométricos iniciales ( $M_{MPi}$ ) que ajustan la respuesta de suelos inalterados y remoldeados para el mismo contenido de humedad. Del mismo modo se obtiene un segundo coeficiente mediante la diferencia de las presiones máximas desarrolladas en el ensayo minipresiométrico ( $p_{\max}$ ). Se establece así una constante que depende del contenido de humedad. Si se realiza una aproximación, aceptando que la variación con el grado de saturación del coeficiente de estructuración del suelo es lineal, se tiene:

$$E_{st} = \frac{(E_{st}^{hn} - E_{st}^{sat})(S_r - S_r^{sat})}{S_r^{hn} - S_r^{sat}} + E_{st}^{sat}$$

Donde  $hn$  = humedad natural,  $sat$  = humedad saturada. Para establecer los parámetros de la expresión que corresponden al módulo y la presión máxima minipresiométrica se obtiene:

$$M_{MPi}^{est} = E_{st}^M + M_{MPi}^{no\ est}$$

$$p_{\max}^{est} = E_{st}^p + p_{\max}^{no\ est}$$

Donde  $M_{MPi}^{est}$  = módulo minipresiométrico inicial estructurado,  $E_{st}^M$  = coeficiente de estructuración del suelo para el módulo como función del grado de saturación,  $M_{MPi}^{no\ est}$  = módulo minipresiométrico inicial no estructurado,  $p_{\max}^{est}$  = presión máxima desarrollada en el ensayo de expansión sobre muestras estructuradas,  $E_{st}^p$  = coeficiente de estructuración del suelo para la presión máxima como función del grado de saturación y  $p_{\max}^{no\ est}$  = presión máxima del ensayo minipresiométrico para suelo no estructurado.

La relación que se obtiene con las expresiones presentadas para los parámetros de la ecuación, se presentan en la Figura 6.25. Notar que la variación del módulo minipresiométrico puede ajustarse con una función exponencial (función I), mientras que la presión máxima varía prácticamente lineal (función II) con el incremento de humedad.

La función I, provoca variaciones no lineales de la respuesta de curvas  $p$ - $y$  con relación al incremento de deformación. Para considerar su influencia en las curvas de presión-deflexión,

puede emplearse la interpolación desarrollada con lo cual se obtienen las tendencias mostradas en la Figura 6.26.

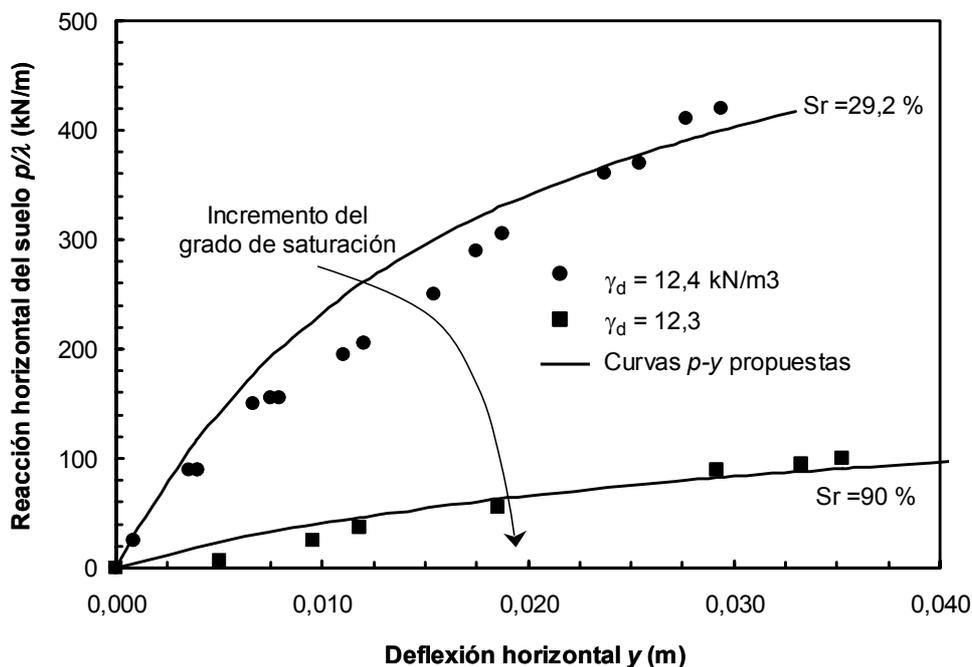


Figura 6.24: Modelo de curvas  $p$ - $y$  en suelos loésicos inalterados comparado con los resultados experimentales para pilotes de 0,4 m de diámetro

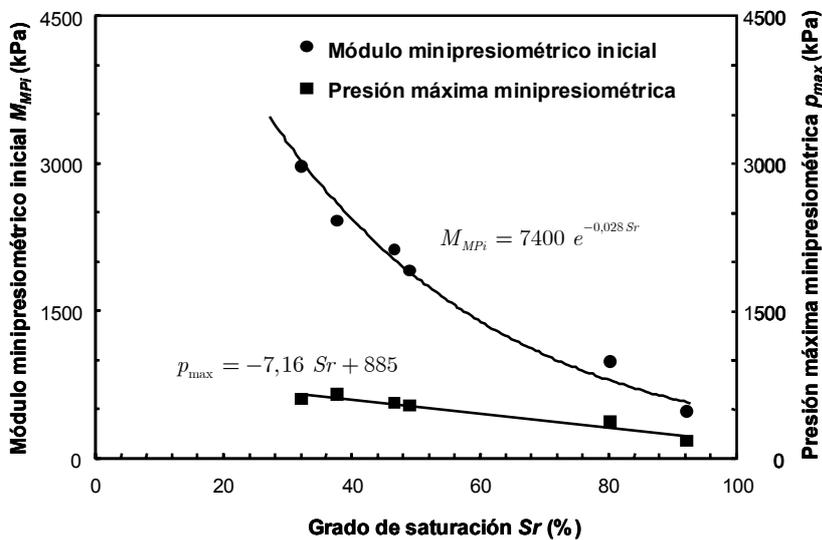


Figura 6.25: variación del módulo inicial y presión máxima minipresiométrica

Notar que un incremento de humedad, provoca un decaimiento de la respuesta en las curvas  $p$ - $y$ . Una variante que simplifica considerablemente la obtención de curvas  $p$ - $y$  para diferentes grados de saturación consiste en aceptar, que estados de humedad intermedios provocan una variación lineal de las curvas comprendidas entre los extremos (humedad natural y saturado). Si se asume esta condición, la variación de módulos minipresiométricos y presiones máximas son proporcionales al grado de saturación:

$$M_{MPi} = \frac{(M_{MPi}^{hn} - M_{MPi}^{sat})(S_r - S_r^{sat})}{S_r^{hn} - S_r^{sat}} + M_{MPi}^{sat}$$

$$p_{max} = \frac{(p_{max}^{hn} - p_{max}^{sat})(S_r - S_r^{sat})}{S_r^{hn} - S_r^{sat}} + p_{max}^{sat}$$

Donde *hn*, *sat* = humedad natural y saturada de las muestra empleadas en el el ensayo minipresiométrico.

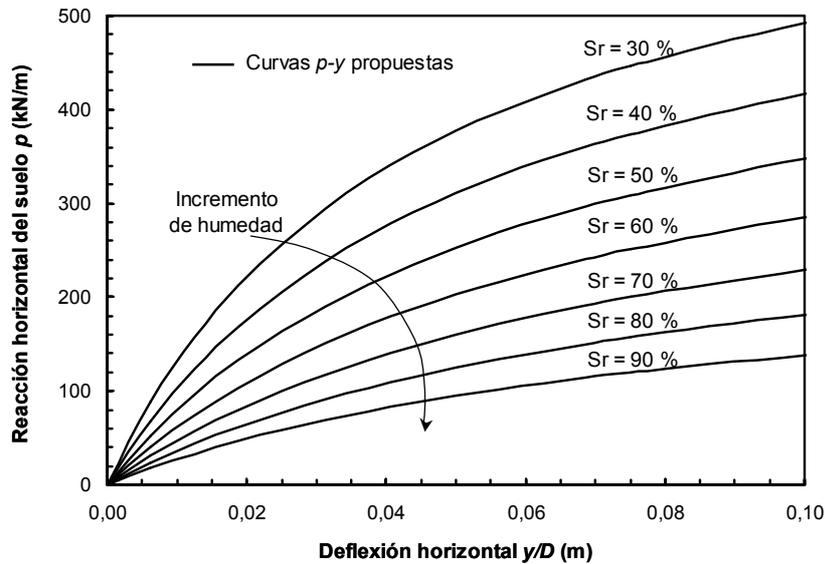


Figura 6.26: Curvas *p-y* obtenidas a partir del ensayo minipresiométrico para diferentes grados de saturación

La Figura 6.27 presenta la respuesta funcional de estas ecuaciones para diferentes contenidos de humedad. Notar que para presiones de 100 kN/m, las deformaciones unitarias referidas al diámetro del pilote pueden incrementarse hasta un 7%, lo cual provoca un cambio en las condiciones de sollicitaciones internas en el pilote.

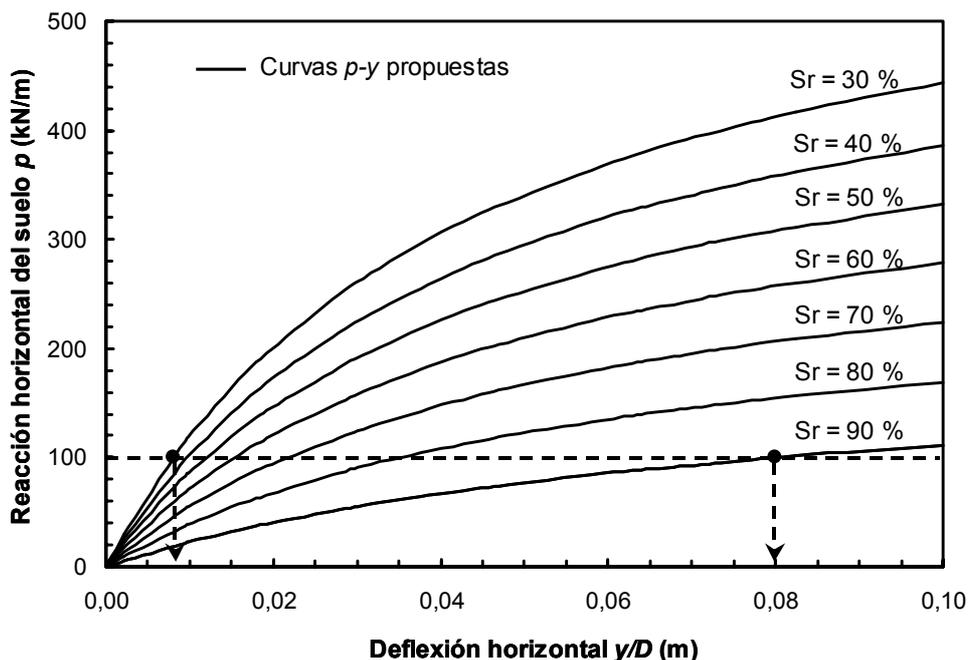


Figura 6.27: Curvas  $p$ - $y$  para diferentes contenidos de humedad

La comparación de esfuerzos internos en pilotes sometidos a cargas laterales obtenidos a partir de las curvas presentadas en las Figuras 6.26 y 6.27, indica que la diferencia relativa es del orden del 5%. Por esto se considera válido el empleo de cualquiera de ellas en la estimación de comportamiento de pilotes bajo cargas laterales.

Además de la variación con el contenido de humedad el cálculo de pilotes sometidos a sollicitaciones laterales requiere la variación de las curvas  $p$ - $y$  con la profundidad con lo cual se puede obtener las deflexiones y esfuerzos internos para diferentes profundidades. Si se considera que el perfil de suelo posee un valor medio de humedad, se espera que las curvas se rigidicen con el incremento de la presión de tapada.

Notar que la relación entre la presión del suelo ( $p$ ) y la deflexión ( $y$ ) debida a la aplicación de una carga externa ( $Q$ ) se representa mediante:

$$p = k_h y$$

Donde  $k_h$  = módulo de reacción horizontal del suelo. Si se acepta la relación para la variación del comportamiento de rigidez del suelo en profundidad, se obtiene:

$$m_h = \frac{p}{y} \left( \frac{D}{x} \right)^n$$

Donde  $m_h$  = parámetro de crecimiento de la función  $k_h(x)$ ,  $D$  = diámetro del pilote,  $n$  = coeficiente de forma de la curva para distintos tipos de suelos intermedios entre arena y arcilla y  $x$  = profundidad evaluada.

Es posible calibrar una curva  $p$ - $y$  mediante la ecuación derivada del ensayo minipresiométrico desarrollado en este trabajo. En consecuencia, la variable  $x$  corresponde a la profundidad de la muestra ensayada ( $x_{conoc}$ ).

Reemplazando se obtiene:

$$m_h = \frac{y/k}{y \left( \frac{1}{2(1+\nu) M_{MPi}} + \frac{y/\kappa}{p_{\max} D 2(1+\nu)} \right)} \left( \frac{D}{x_{conoc}} \right)^n$$

El módulo de reacción horizontal se obtiene como:

$$k_h = \frac{1}{k \left( \frac{1}{2(1+\nu) M_{MPi}} + \frac{y/\kappa}{p_{\max} D 2(1+\nu)} \right)} \left( \frac{D}{x_{conoc}} \right)^n \left( \frac{x}{D} \right)^n$$

La presión desarrollada para una deformación establecida en relación a la profundidad a la cual se evalúa el pilote se obtiene como:

$$p = \frac{y}{\left( \frac{\kappa}{2(1+\nu) M_{MPi}} + \frac{y}{p_{\max} D 2(1+\nu)} \right)} \left( \frac{x}{x_{conoc}} \right)^n$$

Tal como lo indicara Davisson (1963) es poco probable que las curvas de presión deflexión posean endurecimiento indefinido en profundidad, en consecuencia se adopta una profundidad crítica (Reese y Welch 1975) de 10 veces el diámetro como profundidad máxima de endurecimiento a partir de la cual las curvas  $p$ - $y$  se mantienen constantes.

Notar que la ecuación, posee dos variables independientes que representan el nivel de deflexión y la profundidad, lo cual define una superficie en el espacio euclideo tal como se presenta en la Figura 6.28. Se muestra que a nivel de superficie ( $x = 0$ ) la presión desarrollada por el suelo es nula (equivalente a la presión desarrollada en suelo granular) (ver Figura 6.5), pero se incrementa para pequeñas profundidades de manera mas suave que en suelos netamente cohesivos (ver Figura 6.2).

La familia de curvas presentadas en la Figura 6.28, se obtiene a partir de la calibración a los resultados minipresiométricos y la condición de máxima rigidización. Estas condiciones se han destacado con líneas continuas en el gráfico.

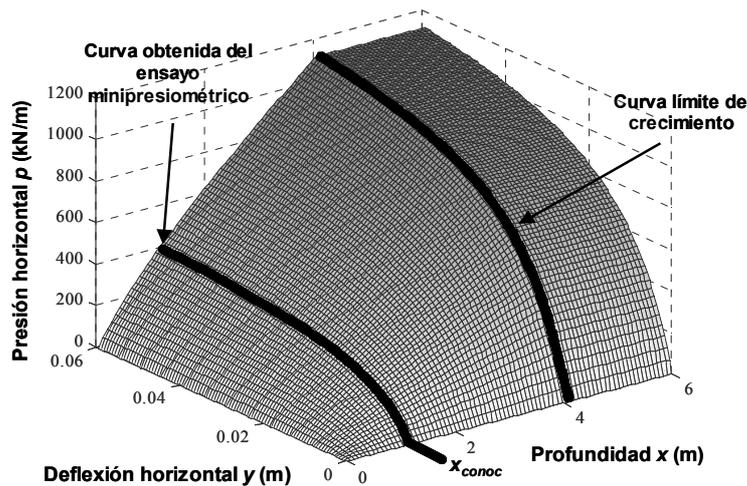


Figura 6.28: Superficie de presión lateral del suelo en profundidad para suelos limosos-arcillosos loésicos

El procedimiento presentado en esta sección, posee la flexibilidad suficiente para contemplar humedecimientos localizados. Su efecto en el comportamiento del pilote, puede tenerse en cuenta mediante la modificación de las curvas  $p$ - $y$  a través de la metodología propuesta en este libro. La Figura 6.29 presenta como se modifican las curvas para dos perfiles de humedad, donde se asume que en un sector del perfil se ha producido incremento en el grado de saturación. Notar que las discontinuidades que se presentan en las superficies, corresponden con la discretización del perfil de humedades.

Se han considerado tres situaciones, (a) se contempla la variación de las curvas  $p$ - $y$  para el perfil de humedades bajo estado natural, (b) se considera un humedecimiento generalizado sobre la superficie, la cual disminuye en profundidad hasta la condición natural y (c) se asume un incremento del grado de saturación desde el pie del pilote hacia la superficie, equivalente a un ascenso del nivel freático.

En las Figuras 6.29 se aprecia la condición inicial y como disminuye la presión lateral en la proximidad de superficie por el aumento del contenido de humedad. Lo mismo ocurre en la condición de humedecimiento desde el pie del pilote. El procedimiento propuesto en este libro para establecer las curvas  $p$ - $y$  en profundidad y su variación con el contenido de humedad, permite obtener los esfuerzos internos inducidos en los pilotes sometidos a solicitaciones laterales por cambio en las condiciones de estado del suelo sobre el cual se encuentra instalado.

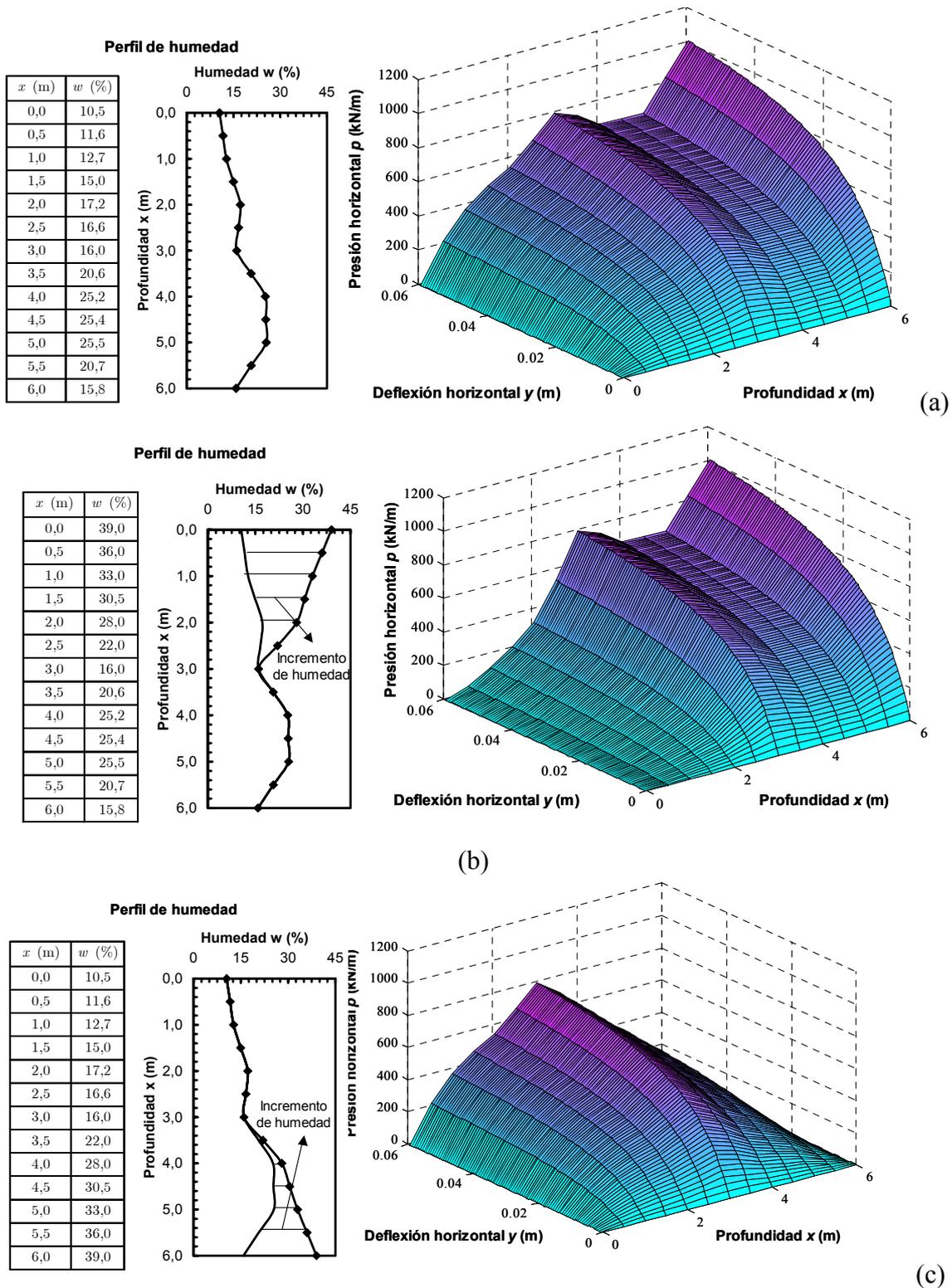


Figura 6.29: Curvas  $p$ - $y$ . (a) Humedad en estado natural (b) Humedecimiento próximo a la superficie. (c) Humedecimiento desde el pie del pilote

### 6.5.5 Predicción de comportamiento de pilotes en suelos limo-loésicos

Las alternativas presentadas en las secciones anteriores para la evaluación de comportamiento de pilotes instalados en suelos limo-loésicos, corresponden a tres tipos:

- (a) Procedimiento que emplea parámetros de suelo limoso bajo condiciones drenadas y no drenadas, asociado a curvas  $p$ - $y$  de suelo arenoso o arcilloso respectivamente. En este caso se requiere la incorporación de la ecuación

$$k_h = m_h \left( \frac{x}{D} \right)^n, \text{ sobre la cual se retroanalizan los resultados para la adopción de el}$$

coeficiente de forma que ajusta al resultado experimental disponible de un pilote ensayado bajo carga horizontal.

- (b) Procedimiento donde se pueda utilizar un modelo de viga sobre fundación elástica o un arreglo de elementos en tensión plana, si las secciones del pilote pueden alabearse durante la deformación. El pilote se modela como un elemento longitudinal con resortes uniformemente espaciados, los cuales representan al suelo. Las curvas  $p$ - $y$  se obtienen luego de un proceso de ajuste de deflexiones de la cabeza del pilote y ajuste de módulos de reacción del suelo.

- (c) Procedimiento que contemple la variación no lineal del módulo de reacción horizontal y las curvas  $p$ - $y$  obtenidas a partir del ensayo minipresiométrico.

En la alternativa (a) se define un criterio para la selección de las curvas  $p$ - $y$  a emplear en función del coeficiente de forma  $n$ . Si este coeficiente está comprendido entre 0 y 0,5, se adoptan las curvas  $p$ - $y$  para arcillas con parámetro de suelo limo-loésico bajo condiciones no drenadas. El parámetro que caracteriza este estado corresponde al de resistencia al corte no drenado ( $c_u$ ). Cuando  $n$  está entre 0,5 y 1, se emplean las curvas  $p$ - $y$  correspondientes a suelos arenosos con parámetros de limo-loésico bajo condiciones drenadas, cuyo parámetro relevante es el ángulo de fricción interna del suelo.

La Figura 6.30 presenta el diagrama de flujo que sigue el código programado en Matlab 7, para obtener las curvas de carga deflexión. Se requiere establecer la condición de sollicitación en la cabeza del pilote.

Dependiendo del coeficiente de forma  $n$ , se establece la selección del tipo de curva  $p$ - $y$  a emplear junto a los parámetros correspondientes. El esquema requiere el computo de la superficie de curvas presión horizontal desarrollada y deflexión, para diferentes profundidades y se calcula la condición de rigidez del sistema suelo pilote.

A partir de la sollicitación aplicada se computan las deflexiones en profundidad con lo cual se establece el nivel de presión desarrollado en el suelo. Con el valor de  $k_h$  ó  $n_h$  (dependiendo del tipo de suelo) se efectúa un proceso iterativo hasta lograr compatibilidad entre las deflexiones calculadas y las esperadas. Cuando se ha logrado la convergencia, se calculan los esfuerzos internos de corte y momento flexor para la situación final. Luego se incrementa la sollicitación a nivel de superficie y se repite nuevamente la secuencia. Con el proceso explicado, se obtiene una familia de curvas que muestran la deflexión de la cabeza del pilote con el incremento de carga horizontal.

En la Figura 6.31 se muestra, como responde el modelo ante el incremento del coeficiente de forma  $n$ . Notar que se produce una rigidización del sistema global, aún con los mismos parámetros de suelo.

Las curvas obtenidas definen la magnitud de  $n$  conveniente para futuras simulaciones de predicción. Notar que el abanico de resultados posibles obtenidos con la única variación de este coeficiente de forma ( $n$ ) remarca la flexibilidad del modelo.

El nivel de carga aplicado a la cabeza del pilote, provoca una reacción del suelo y deformaciones que caracterizan los esfuerzos internos del elemento estructural. La Figura 6.32 presenta la deflexión, esfuerzo de corte y momento flexor en el elemento, para la curva correspondiente a  $n = 0,8$  comparado a los resultados obtenidos por DeNapoli (2006). Notar que la carga horizontal aplicada corresponde al esfuerzo de corte en la cabeza del pilote, asociada a la curva de carga deformación mediante la deflexión, lo cual produce momentos flexores que aumentan en profundidad.

La Figura 6.32 muestra que es necesario tomar recaudos en el armado del pilote hasta una profundidad comprendida entre 2 y 4 veces el diámetro del pilote, dependiendo del nivel de carga horizontal aplicado.

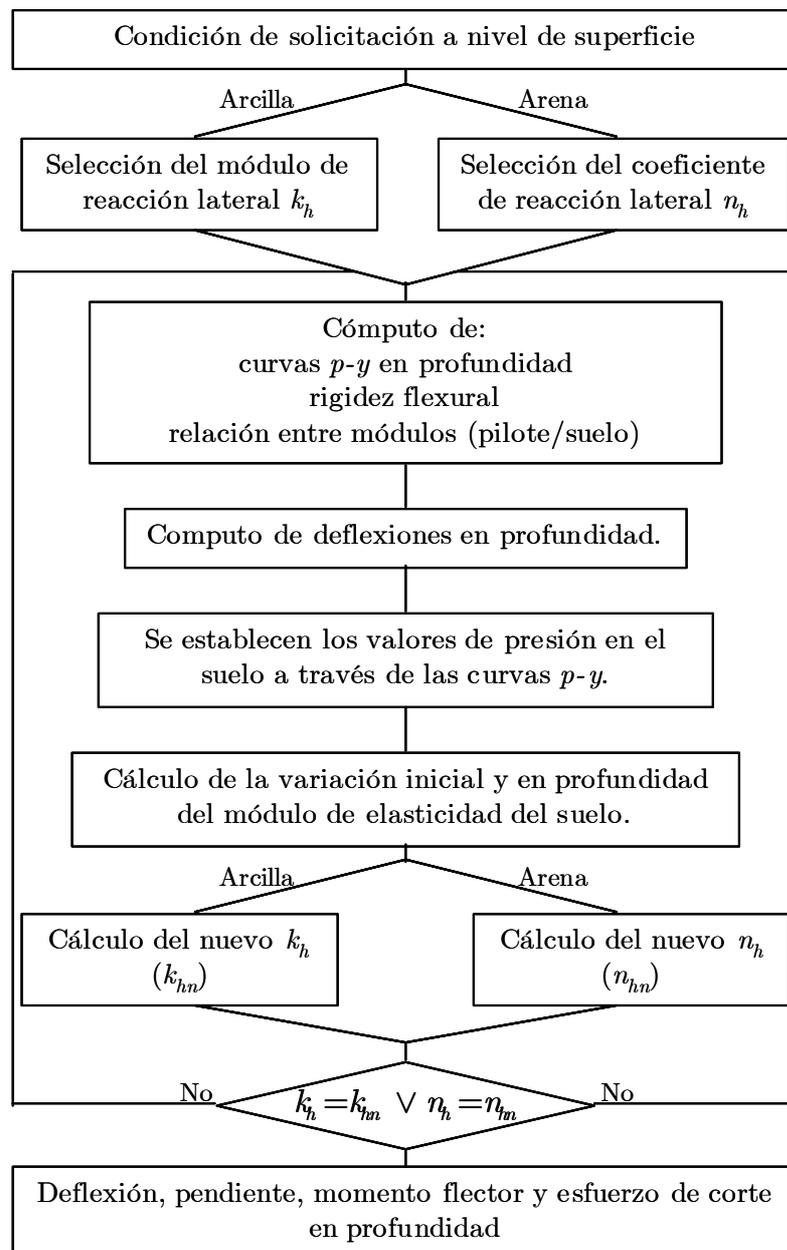


Figura 6.30: Diagrama de flujo para la obtención de esfuerzos característicos en pilotes sometidos a cargas laterales instalados en limos loésicos

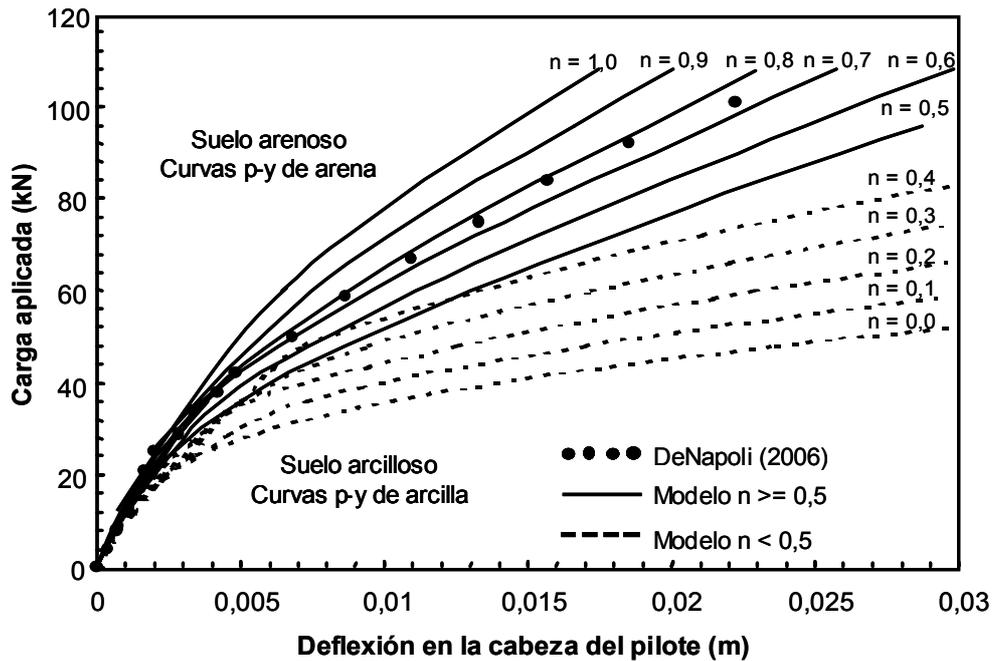


Figura 6.31: Efecto de la variación del coeficiente  $n$  en la calibración

En la alternativa (b), que consiste en un análisis inverso a partir de los resultados obtenidos de un ensayo de campo, el nivel de predicción es bajo. De todas maneras, esto permite obtener curvas de presión de reacción de suelo respecto a deformaciones aún cuando no se disponga de datos respecto a los parámetros del suelo.

En la Figura 6.33 se presenta una comparación de los resultados obtenidos mediante los procedimientos denominados como alternativa (a) y (b). Notar que la Figura 6.33 muestra ajustes precisos para ambas alternativas a un ensayo de carga horizontal. Esto es así, debido a la concepción de los procesos de cálculo (se utilizan los resultados y se calibran los modelos). Es aceptado que las herramientas útiles de diseño son aquellas capaces de predecir el comportamiento de interacción entre suelo y pilote previo al ensayo de carga o ensayo de verificación. Con estos aspectos pretende lidiar la alternativa (c) mediante el empleo del ensayo minipresiométrico para caracterizar el comportamiento del suelo en dirección horizontal a partir de lo cual se establecen las curvas  $p-y$  empleadas en el computo de deflexiones.

En las alternativas (a) y (b), se comparan los resultados numéricos con el comportamiento de un pilote bajo condición de humedad natural. Se ha comprobado en esa experiencia que el comportamiento se modifica ante la modificación del contenido de humedad del perfil de suelo. Terzariol *et al.* (2006a-b) ensayaron el mismo sistema provocando inundación del suelo que rodea el pilote. Estos autores efectuaron ensayos de caracterización física del perfil de suelo, obteniendo que el contenido de humedad medio es de 16,2 %, el peso unitario es de  $13,3 \text{ kN/m}^3$ . Con estos resultados asociados a las curvas  $p-y$  presentadas en la sección 6.5.4, se ha implementado en Matlab, el Método de Matlock y Reese (1960) modificado mediante el procedimiento presentado en la sección 6.5.2, para predecir el comportamiento del pilote para diferentes condiciones de estado. Se asume que el perfil de suelos es homogéneo y que solo varía el contenido de humedad. La Tabla 6.3, presenta las condiciones de ensayo y parámetros empleados en el modelo.

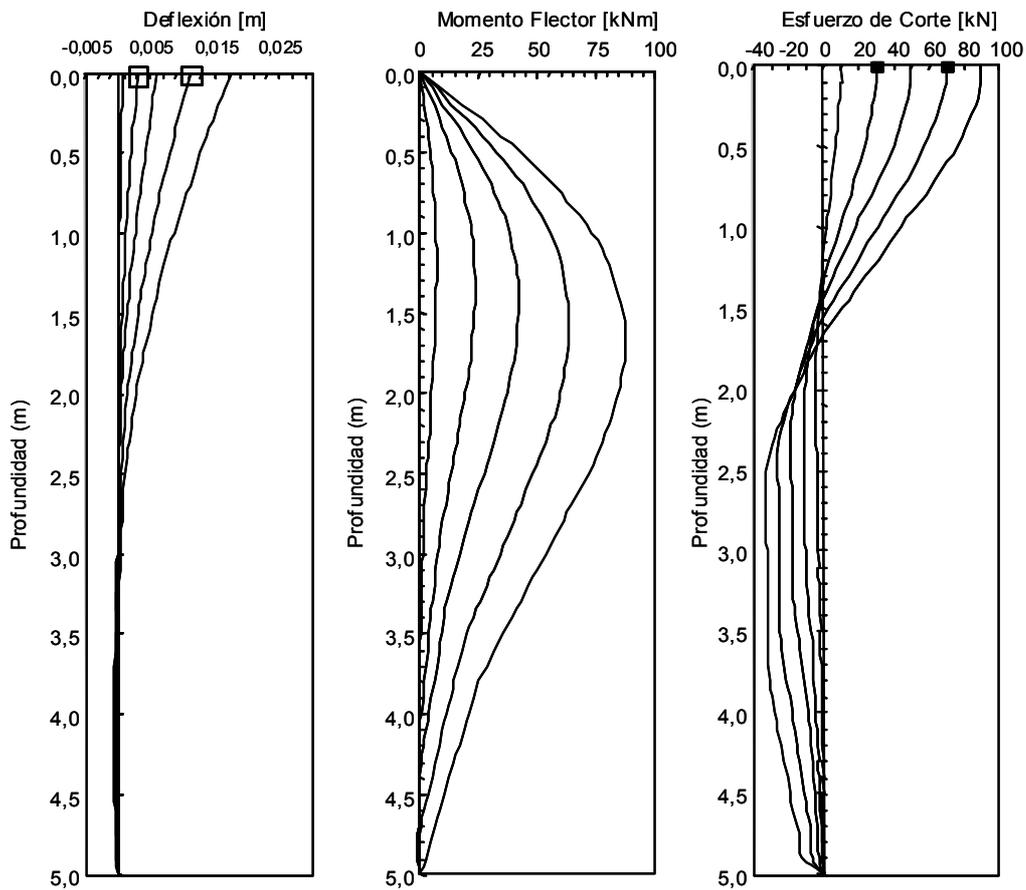
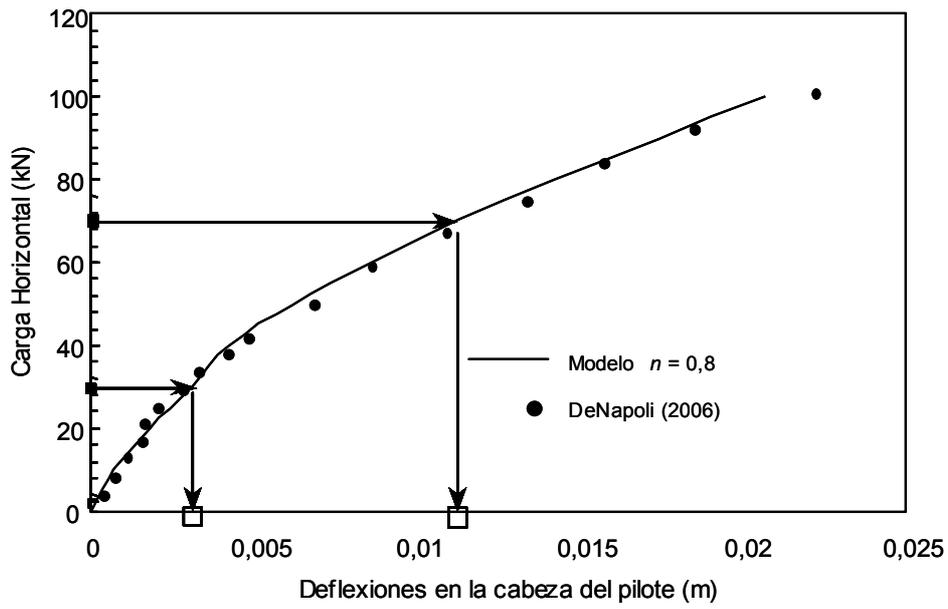


Figura 6.32: Distribución en profundidad de deflexión, momento flector y esfuerzo de corte para cargas crecientes a nivel de superficie con  $n = 0,8$

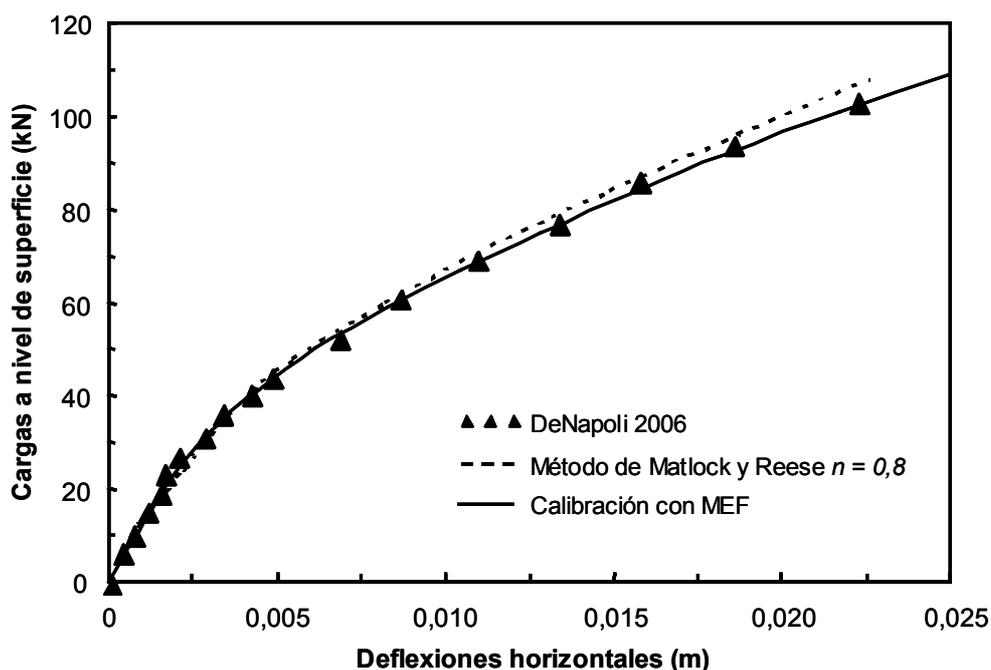


Figura 6.33: Curva de carga-deflexión del pilote a nivel de superficie

Tabla 6.3: Características de los ensayos realizados en pilotes en suelo loésico

(I) Terzariol (2006a-b)	(II) Terzariol (2006a-b)	(III) DeNapoli (2006)	(IV) DeNapoli (2006)
Ensayo con suelo a humedad natural	Ensayo con saturación del suelo	Ensayo con suelo a humedad natural	Ensayo con suelo a humedad natural
$w_{\text{medio}} = 16,2\%$	$w_{\text{medio}} = 31\%$	$w_{\text{medio}} = 14\%$	$w_{\text{medio}} = 14\%$
$\gamma_d = 13,3 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_d = 13,3 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_d = 12,7 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_d = 12,7 \text{ kN/m}^3$
$\nu_s = 0,32$	$\nu_s = 0,32$	$\nu_s = 0,32$	$\nu_s = 0,32$
$G_s = 2,69$	$G_s = 2,69$	$G_s = 2,69$	$G_s = 2,69$
$e = 0,30 \text{ m}$	$e = 1,1 \text{ m}$	$e = 0,10 \text{ m}$	$e = 0,50 \text{ m}$
$D = 0,40 \text{ m}$			
$L = 5,0 \text{ m}$			
$E_h = 28 \times 10^6 \text{ kPa}$			

$w_{\text{medio}}$  = contenido de humedad medio,  $\gamma_d$  = peso unitario seco,  $\nu_s$  = coeficiente de Poisson del suelo,  $G_s$  = gravedad específica,  $e$  = excentricidad de la carga respecto al nivel del terreno (además de carga horizontal genera momento inducido en la cabeza del pilote),  $D$  = diámetro del pilote,  $L$  = longitud del pilote,  $E_h$  = módulo de elasticidad del material que forma el pilote.

La Figura 6.34 presenta los resultados obtenidos por los investigadores y la respuesta del modelo empleando las curvas  $p$ - $y$  obtenidas a partir del ensayo minipresiométrico.

Notar que las predicciones del modelo poseen la misma tendencia que los ensayos. Se producen divergencias para deformaciones superiores a 0,015 metros, valor para el cual, sobreestima la resistencia del sistema suelo pilote en todos los casos.

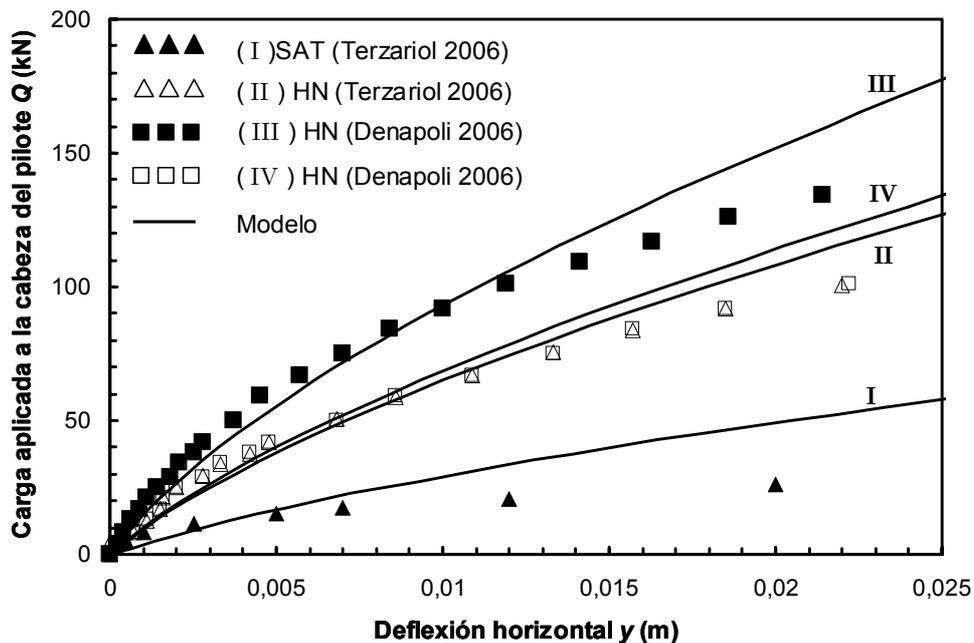


Figura 6.34: Comparación entre resultados experimentales y el modelo numérico desarrollado en este trabajo

La Figura 6.35 presenta los diagramas de distribución de deformación, esfuerzo de corte y momento flexor en la simulación del pilote bajo condición de suelo saturado con solicitación combinada de carga y momento. El esfuerzo de corte a profundidad nula indica la carga aplicada. Notar que existe un momento aplicado, producto de las condiciones geométricas del ensayo. El máximo momento flexor se produce aproximadamente a 1 metro de profundidad y es de 340 kNm, para una carga de 200 kN.

#### 6.5.6 Comportamiento bajo condición de humedecimiento localizado

El humedecimiento localizado, provoca una disminución de resistencia en el suelo que rodea al pilote. Esta situación puede provocar un incremento en las deflexiones y en los esfuerzos internos del elemento estructural.

La rotura de cañerías que provoca fallas en las construcciones es frecuente en la ciudad de Córdoba (Rocca y Quintana Crespo 1997), modificación que puede afectar el desempeño de estructuras sometidas a solicitaciones laterales.

Para evaluar el comportamiento de pilotes condiciones de humedecimiento localizado en limos limosos se plantean dos casos:

**Caso I:** se consideran tres instancias correspondientes cada una de estas a situaciones 1, 2 y 3. En la situación 1, se asume que el pilote se encuentra en un estrato de suelo bajo condiciones de humedad natural (instancia inicial bajo condiciones normales de servicio), en la situación 2 se produce un incremento de humedad del suelo que rodea al pilote próximo al estado de saturación a los 2,0 metros de profundidad (rotura de un caño de agua) y finalmente la situación 3, representa una extensión de la zona humedecida desde una profundidad de 1,0 metro hasta los 3,0 metros (aumento del contenido de humedad en el suelo, sin evidencias visibles a nivel de superficie). La Figura 6.36 presenta un esquema del escenario analizado. Se asume que el

momento actuante a nivel de superficie y la carga vertical son nulas y que solo actúa la carga horizontal a nivel de superficie.

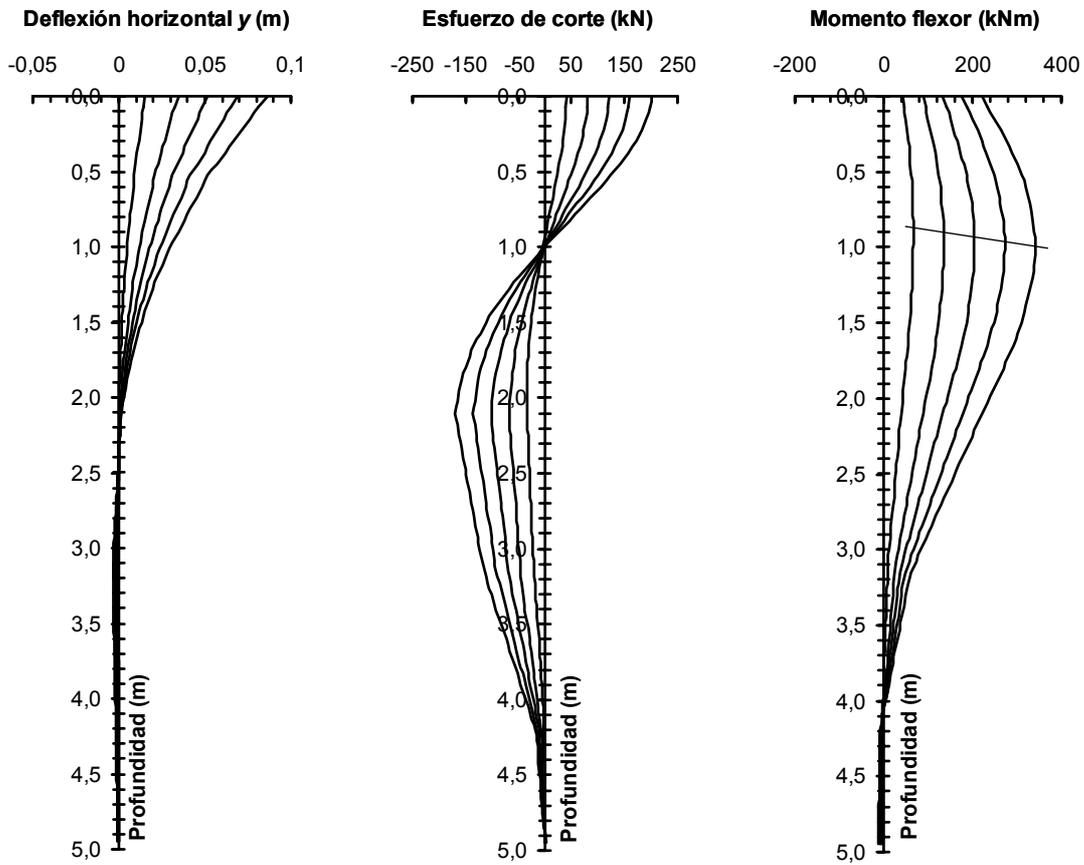


Figura 6.35: Comportamiento de pilote sometido a carga horizontal en profundidad. (a) Diagrama de deflexión. (b) Diagrama de esfuerzo de corte. (c) Diagrama de momento flexor

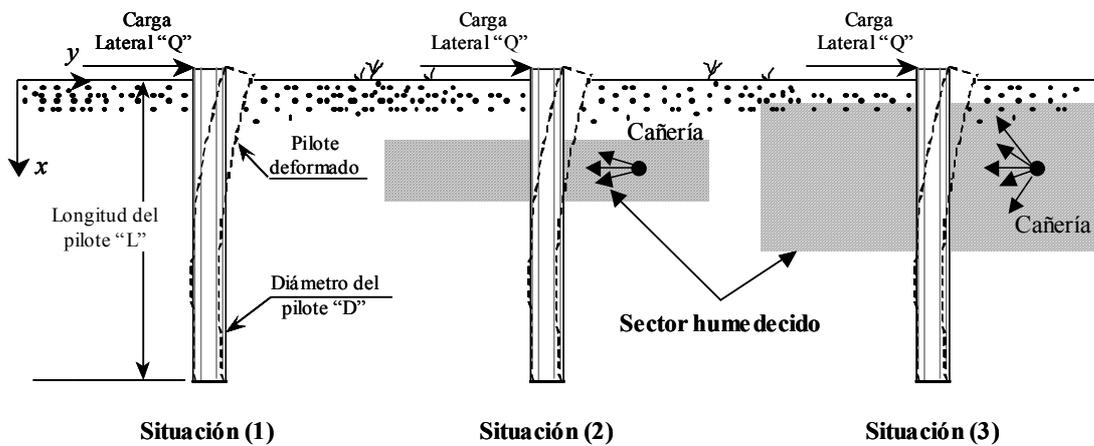


Figura 6.36: Situación en análisis para establecer el incremento de deflexiones y esfuerzos internos debido a humedecimiento localizado

La Figura 6.37 muestra el perfil de humedad adoptado y como se modifican las curvas  $p$ - $y$  para cada situación. Notar que incrementos próximos a la saturación del 100%, produce en el suelo curvas de resistencia prácticamente nulas. Esto aproxima al estado barroso que se observa en muestras con estos niveles de humedad.

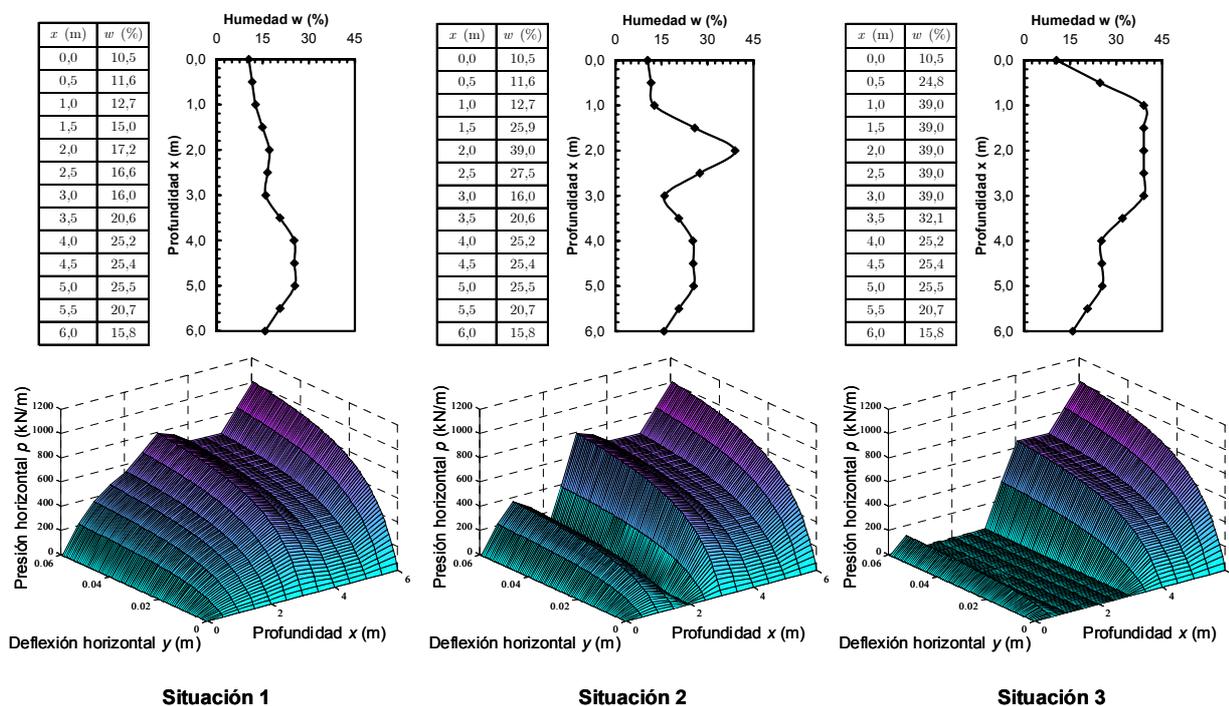


Figura 6.37: Perfiles de humedad y curvas  $p$ - $y$  para las situaciones 1, 2 y 3

Las deflexiones calculadas por el modelo para cargas de 150 kN, presentan bajo condición de humedad natural deformaciones de 0,014 metros (Figura 6.38), las cuales pueden aceptarse dentro de los límites de admisibilidad para las obras civiles.

Sin embargo el humedecimiento localizado provoca un aumento en la deformación del sistema. Cuando se supone humedecido un sector reducido (equivalente al período inicial de humedecimiento por la rotura de la conducción) las deflexiones se incrementan para el mismo nivel de carga hasta 0,017 metros.

No obstante, si el problema persiste y no es solucionado a tiempo, el humedecimiento se generaliza. Se produce en consecuencia un ablandamiento del material, caracterizado por las curvas  $p$ - $y$  presentadas en la Figura 6.37 (situación 3). Esto provoca deflexiones que alcanzan los 0,057 metros, situación no admitida por la mayoría de las estructuras de uso civil.

Notar que en las situaciones presentadas, a nivel de superficie no es posible reconocer la pérdida de la cañería por incremento de humedad, solo se aprecian modificaciones en el nivel de deformación del pilote, sin causa aparente. Ante el agravamiento del problema, el modelo muestra incremento en los esfuerzos internos del pilote. Los resultados obtenidos, indican que el momento flexor se incrementa hasta un 60% del esfuerzo inicial por el efecto de la saturación de suelo. Los resultados muestran que si llega a la saturación del estrato en toda la longitud del pilote, la falla se produce por rotación global del elemento estructural (equivalente al giro de un pilote corto) pudiendo provocando la falla total del sistema.

**Caso 2:** se considera humedecimiento progresivo a partir de la condición inicial, desde la superficie hacia el pie del pilote. Bajo este escenario se pretende evaluar en profundidad, la evolución de las deflexiones y los esfuerzos internos inducidos en el pilote. Se considera como

variable el porcentaje humedecido ( $x$ ) respecto a la longitud del elemento estructura ( $L$ ), mediante la relación ( $x/L$  %).

La Figura 6.39 presenta el incremento de deflexión y momento flexor debido al incremento de la profundidad saturada para una carga horizontal de 30 kN. Notar que el incremento de humedad induce un incremento del momento flexor en un 50 % superior a la condición inicial para el nivel de carga contemplado.

Los casos presentados muestra la potencialidad y flexibilidad de la herramienta desarrollada en este trabajo, para la aplicación de los resultados obtenidos con el minipresiómetro en la práctica ingenieríl.

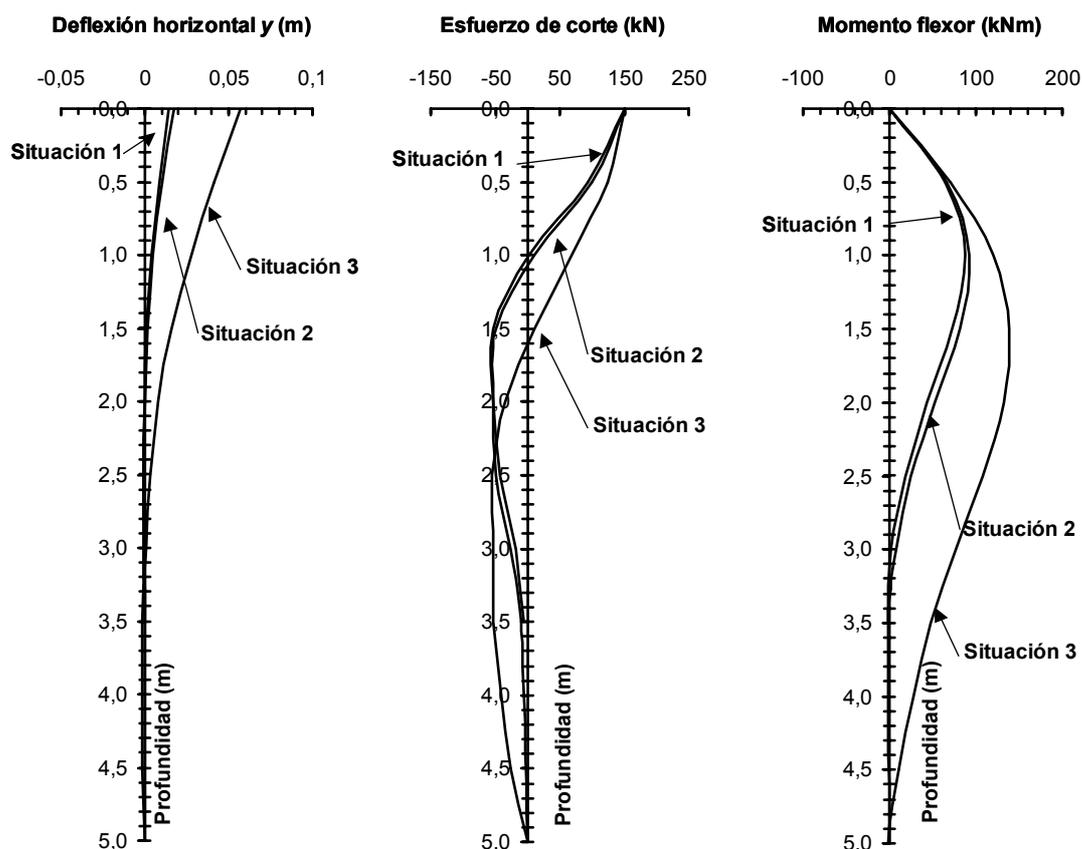


Figura 6.38: Distribución de deflexión, esfuerzo de corte y momento flexor para las situaciones 1, 2 y 3

## 6.6 Conclusiones

Los pilotes excavados y diseñados para resistir solicitaciones laterales, pueden ser modelados bajo simplificaciones que llevan el análisis a dos dimensiones. Se ha mostrado que los métodos basados en curvas  $p$ - $y$ , tradicionalmente aceptados, no permiten considerar los pilotes instalados en suelos diferentes de arcillas y arenas, por lo cual se ha propuesto una modificación a estos procedimientos que permite extender los métodos de cálculo existentes para el caso de suelos limosos.

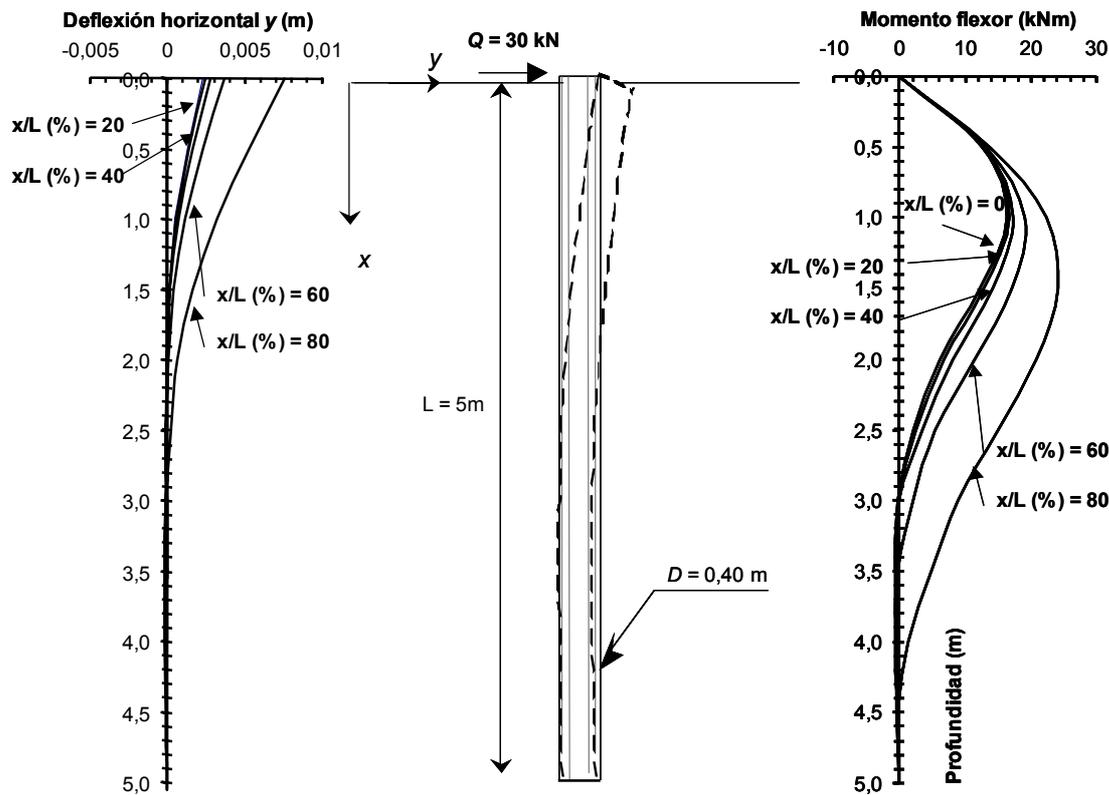


Figura 6.39: Variación de deflexión y momento flexor por incremento del contenido de humedad para carga constante

Se efectuaron calibraciones numéricas empleando una modificación del método de Matlock y Reese (1960) considerando curvas  $p$ - $y$  desarrolladas para arcillas y arenas. Se encontró que para suelos loésicos el comportamiento de pilotes a largo plazo se aproxima al observado en suelos granulares. Las curvas  $p$ - $y$  empleadas para efectuar la aproximación a los resultados experimentales se componen de tres tramos. El tramo inicial y final presentan características lineales y el intermedio exponencial.

En este trabajo se ha presentado un análisis inverso que permite establecer la variación del coeficiente de crecimiento ( $m_h$ ) del módulo de reacción horizontal del suelo en función de la deflexión del pilote para capturar el comportamiento no lineal de cuando se encuentran sometidos a sollicitaciones horizontales. El procedimiento también permite obtener las curvas de presión-deflexión ( $p$ - $y$ ) para diferentes profundidades.

Se ha desarrollado un método para la obtención de curvas  $p$ - $y$  en suelo loésico, obtenidas a partir del ensayo minipresiométrico. Las curvas emplean dos parámetros (1) el módulo minipresiométrico inicial y (2) la presión máxima desarrollada en el ensayo de expansión. Se ha propuesto una alternativa de evaluación de las curvas  $p$ - $y$  cuando se modifica la profundidad y el contenidos de humedad.

Finalmente, se ha analizado un dos estados de situación modelando el comportamiento de un pilote sometido a humedecimiento localizado por pérdida de agua en una cañería y humedecimiento progresivo desde la superficie en profundidad. Las principales conclusiones obtenidas de este capítulo son:

- Es posible calcular el comportamiento de pilotes sometidos a cargas laterales mediante el empleo de curvas  $p-y$  desarrolladas para arena, si se modifica el proceso de cálculo.
- La función del módulo de reacción horizontal ( $k_h$ ) que representa a suelos de grano intermedio, posee un coeficiente de forma  $n$  cuyo valor se ha establecido en 0,8.
- Mediante procesos de calibración inverso se ha establecido que el coeficiente  $m_h$  útil para calcular la variación en profundidad del módulo de reacción horizontal, puede considerarse constante para deflexiones inferiores al 1% del diámetro del pilote, a partir de la cual su decaimiento es exponencial.
- El módulo de reacción horizontal sufre importante degradación para niveles de deflexión elevada.
- Los modelos numéricos indican que no existen diferencias importantes en la estimación de las deflexiones para diferentes condiciones de carga producto de las condiciones de vínculo adoptadas para la punta del pilote. El módulo de reacción horizontal posee valores elevados en las proximidades de la base del pilote, lo cual provoca que las condiciones de vínculo pierdan relevancia en el comportamiento global.
- Cuando el pilote es largo, su comportamiento a solicitaciones laterales está gobernado por la distribución de presión en profundidad del suelo modelada como resortes no lineales.
- El valor del modulo de reacción horizontal del suelo es relevante en la zona superior del pilote hasta una profundidad de 2 a 4 veces el diámetro del pilote.
- Las curvas  $p-y$  para un perfil de suelo loésico pueden establecerse mediante el empleo del ensayo minipresiométrico desarrollado en este trabajo. La calibración de modelos hiperbólicos con los parámetros obtenidos del experimento muestran buenos ajustes.
- Las curvas de expansión poseen variación con el contenido de humedad, la profundidad y el nivel de estructuración de suelo, lo cual repercute directamente en la construcción de las curvas  $p-y$ .
- El contenido de humedad afecta el crecimiento de las curvas  $p-y$ , en consecuencia es posible evaluar el comportamiento del pilotes bajo condición de humedecimiento local o generalizado modificando la superficie de presión-deflexión y presión horizontal desarrollada en el suelo.
- El momento flexor del pilote sometido a carga lateral puede elevarse hasta un 60% del nivel de sollicitación inicial por humedecimiento localizado bajo las condiciones evaluadas en este trabajo.
- Los análisis de situación presentados, muestran que a pesar de no existir a nivel de superficie indicios de problemas asociados al humedecimiento localizado del pilote, si no se soluciona la perdida antes de alcanzar un humedecimiento del 30% de la longitud del pilote cargado lateralmente, las deflexiones superan los máximos admisibles, según lo indicado por los resultados obtenidos en los casos de estudio presentado en este libro.
- El momento flexor, puede aumentar hasta un 50% para cargas reducidas sólo con el incremento de humedad.

## Capítulo 7

### Conclusiones y recomendaciones para futuros estudios

#### 7.1 Síntesis del comportamiento del loess bajo solicitaciones laterales

En este trabajo se han revisado las principales propiedades físicas y mecánicas de los suelos loésicos relevantes para el diseño de pilotes sometidos a solicitaciones laterales. Para esto se han estudiado las propiedades del suelo en dirección horizontal, empleando ensayos clásicos de caracterización edométrica y se desarrolló un dispositivo denominado minipresiómetro basado en la teoría de expansión de cavidades cilíndricas. Se estudió la influencia del contenido de humedad, el grado de sobreconsolidación, la diferencia de comportamiento en muestras remoldeadas, reconstituidas e inalteradas y se evaluó la variabilidad espacial del suelo comparando medios homogéneos, heterogéneos y con incrustaciones nodulares. Se estudió la direccionalidad de la respuesta del suelo estableciendo niveles de anisotropía. A partir del ensayo minipresiométrico se desarrolla una metodología para establecer las curvas  $p$ - $y$  en suelo loésico sobre muestras inalteradas. La herramienta desarrollada en este libro permite contemplar la inducción de esfuerzos internos en los pilotes cuando se producen humedecimientos localizados y colapso lateral del suelo.

Del análisis probabilístico realizado sobre muestras obtenidas un estrato de suelos loésicos se ha podido obtener la siguiente información:

- El tipo de suelo obtenido del perfil estratigráfico corresponde a la zona 4, caracterizada por Reginatto *et al.* (1970) con peso unitario seco medio de  $13 \text{ kN/m}^3$ , máximo de  $13,7 \text{ kN/m}^3$  y mínimo de  $12,2 \text{ kN/m}^3$ .
- El coeficiente de variación (COV) para el peso unitario resulta igual a 3,4%.
- Entre el 10% y 15%, del suelo corresponde a material con tamaño de arcilla ( $<0,002\text{mm}$ ).
- Los valores de humedad en el límite líquido, poseen un valor máximo de 31,3%, un mínimo al 23,9% con desviación estándar de 2,15%, y coeficiente de variación del 8,1%. La humedad al límite plástico, tiene un máximo de 25,5 % y un mínimo de 21,6% cuya desviación estándar es de 2,09% mientras que el coeficiente de variación (COV) es igual a 9,68%. La mayor dispersión en los resultados puede atribuirse a la metodología del ensayo.
- El ensayo minipresiométrico posee la capacidad de establecer curvas de presión expansión con errores del 2%, producto de la expansión de los conductos de presión.

Del análisis de resultados sobre pruebas de compresión confinada y ensayos de expansión de cavidades cilíndricas efectuado sobre suelo bajo diversos estados, tales como: (a) inalterados en dirección vertical y horizontal, (b) remoldeados y reconstituidos a diferentes contenidos de humedad, (c) con diferentes niveles de sobreconsolidación y (d) con incrustaciones de material de mayor rigidez, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- El incremento en el contenido de humedad provoca un aumento de las pendientes en los tramos de carga y recarga del ensayo edométrico, lo cual indica una disminución de la rigidez. Pero no resultan parámetros aptos para cuantificar la diferencia de comportamiento en dirección horizontal y vertical. Se propone que estas tendencias son las responsables de entender el comportamiento del loess como isotrópico.

- Al igual que en dirección vertical, el incremento del grado de saturación provoca una disminución de la presión de fluencia en dirección horizontal.
- Las partículas de mayor rigidez contenidas en la matriz de suelo, provoca tendencias de comportamiento similar al que provoca la succión matricial.
- Durante los ensayos de expansión de cavidades, se mostró que el módulo minipresiométrico decae con tendencia exponencial con el incremento de la deformación.
- Los valores máximos de módulo minipresiométrico obtenidos sobre muestras de limo loésico del centro de Argentina, se producen a bajas deformaciones y alcanzan valores próximos a 3200 kPa.
- Los resultados de expansión muestran que mayores niveles de sobreconsolidación provocan una rigidización del suelo loésico independiente del contenido de humedad.
- Es posible establecer una presión de fractura nodular para las muestras de suelo a un nivel tensional para el cual se propone la rotura de la estructura de material aglomerado. Esto se produce a bajas deformaciones volumétricas unitarias del orden el 5%.
- Los parámetros de resistencia al corte del criterio de fluencia de Mohr-Coulomb (ángulo de fricción y resistencia al corte no drenado) pueden ser establecidos asumiendo un estado plano de tensiones con el ensayo de expansión.

Los modelos matemáticos empleados para predecir los fenómenos relacionados a la expansión de cavidades permiten realizar análisis, donde se consideran suelos bajo comportamiento netamente friccional o cohesivo en un dispositivo con restricción a desplazamientos horizontales, lo cual no es posible de ser realizado mediante una caracterización física. De la simulación del dispositivo de ensayo minipresiométrico empleando las soluciones analíticas con modelos de suelo elásticos y elasto-plásticos, se destacan las siguientes conclusiones:

- Los resultados obtenidos mediante la solución elasto-plástica de una cavidad cilíndrica de longitud infinita no representan adecuadamente la expansión del dispositivo minipresiométrico. Se atribuye estas divergencias a las diferencias en las condiciones geométricas y de contorno.

Se han evaluado diferentes configuraciones geométricas para el análisis computacional empleando el método de elementos finitos, para modelar el ensayo minipresiométrico. Mediante el empleo de modelos numéricos axi-simétrico se destacan las siguientes conclusiones:

- Los materiales con menor módulo de elasticidad presentan mayor no-linealidad en el comportamiento, independientemente del nivel de presión en el interior de la cavidad.
- En suelos bajo condición drenada, los resultados de los experimentos numéricos indican que existe una relación directa entre los módulos minipresiométricos y de elasticidad del suelo, caracterizada por la magnitud del ángulo de fricción, efecto atribuido a la superficie de fluencia adoptada por el modelo de suelo.
- Los resultados numéricos sugieren que a partir del módulo  $E_{T50}$  y el ángulo de fricción o la cohesión se puede establecer el módulo de elasticidad. Esto no ha podido ser verificado mediante resultados experimentales debido al elevado número de ensayos que se requieren.
- En suelos bajo condición no drenada, los resultados de los experimentos numéricos muestran que existe una relación directa entre los módulos minipresiométricos y de elasticidad del suelo, caracterizada por la magnitud del parámetro de resistencia al

corte no drenado, efecto atribuido a la superficie de fluencia adoptada por el modelo de suelo.

- Las simulaciones que han sido efectuadas con variabilidad espacial en el módulo de elasticidad, sugieren ajustes razonables a los resultados experimentales efectuados con el minipresiómetro.
- La diferencia fundamental entre el modelo numérico y experimental radica en que la simulación, predice una presión máxima diferente a la obtenida en el ensayo.
- El modelo planteado en campos aleatorios con distribución en el módulo de elasticidad logarítmico normal presenta diferencias en la curva de expansión que indican una sobreestimación de los parámetros cuando estos son determinísticos.
- La presencia de nódulos genera una alta no linealidad en el comportamiento del suelo y provoca un incremento significativo en el módulo tangente al 50% de la deformación. Esto muestra que, bajo las condiciones presentadas, los parámetros resistentes obtenidos frecuentemente por los ensayos de rutina son subestimados.

Para pilotes sometidos a sollicitaciones laterales se considera válida la simplificación que lleva el análisis a dos dimensiones, por lo cual se emplean métodos basados en curvas  $p-y$ . A partir de la modificación del método propuesto por Matlock y Reese (1960) se han realizado estimaciones de deflexión y esfuerzos internos en pilotes cargados lateralmente. Se desarrolló un método simplificado, basado en un modelo numérico empleando el método de elementos finitos que facilita notablemente la predicción de comportamiento de pilotes bajo sollicitaciones laterales. Mediante el minipresiómetro desarrollado en este libro y la modificación del método de cálculo propuesta, es posible establecer una familia de curvas  $p-y$  que varían con el contenido de humedad y la profundidad. Esta herramienta permite estimar el incremento de esfuerzo inducido en el pilote por el cambio en las condiciones del suelo que lo rodea. Las principales conclusiones obtenidas son:

- El módulo de reacción horizontal sufre importante degradación para niveles de deflexión elevada.
- El suelo loésico, posee un comportamiento mas próximo a suelos granulares que cohesivos bajo condiciones drenadas.
- Los modelos numéricos indican que no existen diferencias importantes en la estimación de las deflexiones para diferentes condiciones de carga producto de las condiciones de vínculo adoptadas para la punta del pilote para los casos estudiados en este trabajo (pilotes largos). El módulo de reacción horizontal posee valores elevados en las proximidades de la base del pilote, lo cual provoca que las condiciones de vínculo pierdan relevancia en el comportamiento global el sistema.
- Cuando el pilote es largo y se encuentra instalado en loess, su comportamiento a sollicitaciones laterales está gobernado por la condición de humedad y distribución de presión en profundidad del suelo, lo cual puede modelarse como una serie de resortes no lineales.
- Las curvas  $p-y$  para un perfil de suelo loésico, pueden establecerse mediante el empleo del ensayo minipresiométrico desarrollado en este trabajo. La calibración de modelos hiperbólicos con los parámetros obtenidos del experimento muestran ajustes excelentes.
- Las curvas de expansión poseen variación con el contenido de humedad, la profundidad y el nivel de estructuración de suelo, lo cual repercute directamente en la construcción de las curvas  $p-y$ .

- El contenido de humedad afecta el crecimiento de las curvas  $p-y$ . En consecuencia es posible evaluar el comportamiento del pilote bajo condición de humedecimiento local o generalizado modificando la superficie de profundidad deflexión y presión horizontal desarrollada en el suelo.

## 7.2 Contribuciones al conocimiento realizadas en este trabajo

- El dispositivo desarrollado (minipresiómetro) para la caracterización del comportamiento en dirección horizontal, permite establecer mediante módulo minipresiométrico inicial y la presión máxima, parámetros que pueden emplearse para obtener el módulo de elasticidad del suelo en dirección horizontal y los parámetros de modelos de curvas  $p-y$  de cualquier tipo de suelo.
- El suelo loésico en estado inalterado presenta características propias de materiales anisotrópicos. En dirección horizontal las tendencias de comportamiento indican que el material posee menor rigidez para cualquier nivel de profundidad o estado de humedad.
- Los resultados obtenidos en este trabajo indican que el empleo de parámetros de suelo determinados en dirección vertical para estructuras sometidas a solicitaciones horizontales puede provocar sobreestimaciones de resistencia de hasta un 75 %.
- La magnitud de deformación direccional ( $\delta_d$ ) independientemente del grado de saturación se incrementa con el nivel de presión media efectiva actuante. Esto indica que a mayor sollicitación sobre el manto suelo el error producido de considerar las propiedades verticales del suelo, se incrementa.
- El módulo de elasticidad obtenido con las curvas minipresiométricas experimentales, disminuye con el aumento del grado de saturación y posee una relación lineal con el módulo de corte. Por su parte el módulo de corte es igual al módulo minipresiométrico inicial.
- El cambio en el grado de saturación, desde contenidos de humedad natural a estados próximos a la saturación, provoca una disminución del módulo del suelo que puede alcanzar decaimientos de hasta un 10% del valor inicial.
- Se aprecia una clara aproximación de modelos con incrustaciones nodulares a los resultados minipresiométricos sobre muestras inalteradas. Para esto se debe emplear el módulo de elasticidad para la matriz de suelo obtenido a partir del módulo minipresiométrico inicial.
- Se muestra en este libro, que es posible estimar el comportamiento de pilotes sometidos a cargas laterales mediante el empleo de curvas  $p-y$  desarrolladas para arena, si se modifica el proceso de cálculo incorporando un coeficiente “ $n$ ” de forma que afecta al módulo de reacción horizontal ( $k_h$ ). Para suelos limosos y para el ensayo de carga lateral realizado sobre el pilote presentado como antecedente el valor de  $n$  que ajusta razonablemente los resultados es de 0,8.
- Mediante procesos de calibración inverso se ha establecido que el parámetro de crecimiento  $m_h$  que afecta a la variación del módulo de reacción horizontal ( $k_h$ ) en profundidad puede considerarse constante para deflexiones inferiores al 1% del diámetro del pilote, a partir de la cual su decaimiento es exponencial.
- El módulo de reacción horizontal sufre importante degradación para niveles de deflexión superiores al 5% del diámetro del pilote.

- El valor del módulo de reacción horizontal del suelo es relevante en la zona superior del pilote hasta una profundidad de 2 a 4 veces el diámetro del pilote según los resultados obtenidos.
- El momento flexor del pilote sometido a carga lateral puede elevarse entre el 50% y 60% dependiendo del nivel de carga aplicado producto de humedecimiento localizado.
- Los análisis de situación presentados, muestran que a pesar de no existir a nivel de superficie indicios de problemas asociados al humedecimiento localizado del pilote, si no se elimina la fuente de humedecimiento antes de alcanzar una saturación del suelo del 30% de la longitud del pilote, las deflexiones superan los máximos admisibles para estructuras rígidas.

### 7.3 Recomendaciones para estudios futuros

Respecto al comportamiento del suelo loésico, es necesario cuantificar la relación de anisotropía contemplando la influencia de diversos factores, como la estructuración del suelo con y sin incrustaciones nodulares, la influencia del nivel de succión y como se relaciona con el comportamiento a micro y macroescala.

Las formulaciones clásicas basadas en relaciones tenso-deformacionales o basadas en ecuaciones diferenciales (abstracciones aceptadas por la comunidad científica) muestran que los resultados obtenidos permiten establecer tendencias generales cualitativas, pero no respuestas precisas. Tal vez formulaciones basadas en reglas, normas, o analogías puedan brindar aproximaciones con mayor certidumbre.

Se ha establecido en este libro que el comportamiento a macro-escala del suelo está influenciado por las características a micro-escala. Estudios básicos orientados a establecer la fracción química y cómo se modifica la susceptibilidad al colapso con la incorporación de agua, permitirían comprender el comportamiento global del sistema.

Se requieren mayor cantidad de ensayos en campo efectuados con presiómetros autoperforantes para establecer las relaciones entre módulos presiométricos, presión límite y módulos de elasticidad en dirección horizontal.

Se necesita del desarrollo de una metodología de caracterización física de suelos loésicos que sea capaz de contemplar la estructuración inicial del suelo, y con la posibilidad de cuantificar su influencia en modelos de comportamiento en deformación.

Para establecer las variaciones del módulo minipresiométrico en profundidad, se necesitan efectuar una serie de ensayos que permitan establecer los parámetros físicos de caracterización y su relación con las curvas de expansión. Esto requiere de un plan de ensayos destinados a obtener para diferentes profundidades la mayor cantidad de información posible.

Sobre el dispositivo puede montarse un panel fijo en donde se reemplacen los conductos flexibles por conducciones rígidas a los fines de lograr mayores presiones internas en la cavidad para permitir el ensayo sobre muestras con mayor rigidez.

Un plan de ensayos destinado a la reconstitución de material loésico en laboratorio, que posea el mismo comportamiento tenso-deformacional que muestras inalteradas obtenida en campo permitiría la evaluación de efectos de muestreo.

Es necesario comprender de manera acabada cómo influye el contenido de humedad no sólo en la matriz de suelo, sino también en las partículas nodulares.

## Referencias

- Abelev, Y. M. and Abelev, M. Y. (1979). "Bases de l'Elaboration des Projets et de la Construction sur les Sois Loessiques Affaissables". Ed. francesa, 1986, Ed. Technique et Documentation Lavoisier, París.
- Adib, M. (2001). "Load tests on prestressed pre-cast concrete and timber piles". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, N° 12, December, pp. 1043-1050.
- Ahammed, M. y Merches, R. (1997). "Probabilistic analysis of underground pipelines subject to combined stresses and corrosion", Engineering Structures, Vol. 19, No 12, pp. 988-994.
- Aiassa, G. (2006). "Comportamiento de barreras de limo compactado bajo condición de infiltración". Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Córdoba.
- Aitchison, G. D. (1973). "Structurally Unstable Soils. State of the Arts". Proc. of the 8Q International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Moscú, URSS. Vol. 3, pp. 161 -190.
- Al-Homoud, A.S.; Tahtamoni, W. (2000). "Reliability analysis of threedimensional dynamic slope stability and earthquake-induced permanent displacement", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, pp. 91-114.
- Alonso, E. y Lloret, A. (1982). "Behaviour of Partially Saturated soil in undrained loading and step by step embankment construction". Proc IUTAM Conf. Deformation and Failure of Granular Mater. (Delft, The Netherlands), pp. 173-180
- Alonso, E.; Josa, A. y Ledesma, A. (1985). "Fricción Negativa en Pilotes, un Procedimiento de Análisis y Predicción", Boletín de información del Laboratorio de Carreteras y Geotecnia, CEDEX, N° 167, pp. 11-34.
- Alonso, E.E.; Gens, A. and Hight, D.W. (1987). Special problem soils. General report. Proceeding of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Ireland.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (1997). "LRFD bridge design specifications" Washington D.C.
- Anderson, J. and Townsend, F. (2001) "SPT and CPT testing for evaluating lateral loading of deep foundations", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, N° 11, Vol. 127, November, pp. 920-925
- Anderson, J. Townsend, F. y Grajales, B. (2003). "Case history evaluation of laterally loaded piles". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, N° 3, 187-196.
- Arman, A.; Poplin, J. y Ahmad, N. (1975). "Study of the Vane Shear", Proceedings, Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties Vol. 1, ASCE, pp. 93-120.
- Arrúa, P. (2006). "Teoría de Probabilidad en el análisis del comportamiento de fundaciones profundas". Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería. FCEFyN, UNC- Córdoba, Argentina.
- Arrúa, P.; Francisca, F. and Redolfi, E. (2005). "Application of Reliability-Based Design to Piles in the Collapsible Argentinean Loess" The 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. September 2005. Osaka Japan.
- Arrúa, P.; Francisca, F. y Redolfi, E. (2004). "El Diseño Basado en Confiabilidad para Pilotes en Suelos Loessicos Colapsables del Centro de Argentina" XVII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Octubre 2004. Córdoba Argentina.
- Arrúa, P.; Francisca, F. y Redolfi, E. (2006). "Método Probabilístico Aplicado al Diseño de Pilotes Sometidos a Solicitaciones Laterales". XIII Brazilian Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 27-31 August 2006. Curitiba, Brazil.

- Ashour, M. y Norris, G. (2000). "Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, N° 5, Vol. 126, May, pp. 420-428.
- Ashour, M. y Norris, G. (2003). "Lateral loaded pile response in liquefiable soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 6, pp.404-414.
- Ashour, M. y Norris, G. (2004). "Lateral Behavior of Pile Groups in Layered Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, N° 6, Vol. 130, June, pp. 580-592.
- ASTM (1993). "Standard Test Method for measurement of collapse potential of soils". D5333–92. *Annual Book of ASTM Standards*, 4: 343-3
- ASTM (2000). "Standard test method for prebored pressuremeter testing in soils". American standard test materials. Committee D-18 on sampling and related fiel testing for soil investigation. D-4719
- Aubeny, C.; Whittle, A. y Ladd, C. (2000). "Effects of disturbance on undrained strengths interpreted from pressuremeter tests". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 126, Nro. 12, December, pp 1133 - 1144
- Ayadat, T. Y Hanna, A (2007). "Identification of Collapsible Soil Using the Fall Cone Apparatus". *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 30 Issue 4. pp. 312-323
- Baecher, G.; Pate, M. Y De Neufcille, R. (1980). "Risk of damfailure in benefit cost analysis". *Water Resources Research*, 16(3), June, pp. 449-456.
- Baghelin, F.; Jezequel, J. y Shields, D. (1978). "The pressuremeter and foundation Engineering". *Trans Tech Publications*, Clausthal Germany. En Townsend (2001)
- Baguelin, F.; Jezequel, J. F.; Lemee, E. Y Mehause, A. (1972). Expansion of cylindrical probes in cohesive soils. *Journal of soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE, 98 (SM11), 1129-1142.
- Bally, R. J.; Antonescu, I. P. And Perlea, V.D. (1973). "Hidrotechnical Structures on Loessical Collapsible Soils". *Proc. Of the 8 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Moscú, URSS. Vol. 2.2., Session 4/4, pp.17-22
- Barker, R.; Duncan, J.; Rojiani, K.; Ooi, P.; Tan, C. y Kim, S. (1991). *Manuals for design of bridge foundations*, NCHRP Report 343, Transportation Research Board, Washington.
- Bellotti, R., Ghionna, V., and Jamiolkowski, M. (1989). "Interpretation
- Bentsson, P.; Bergdal, U.; y Ottosson, E. (1993). "A comparative study on limit state design and total safety design for shallow foundation", *International symposium on Limit state design in Geotechnical*
- Berry, P y Reid, D. (1993). "Mecánica de suelos". McGraw-Hill Ineramericana. Colombia.
- Biernatowski, K. (1985). "Statistical Characteristic of Subsoil", *Proceedings, Eleventh International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering* Vol. 2, San Francisco, pp. 799-802.
- Bishop, A. (1948). "Some Factors Involved in Design of a Large Earth Dam in the Thames Valley", *Proceedings, Second International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering*, Vol. 2, Rotterdam, pp. 13-18.
- Bishop, A. W. (1960). The principle of effective stress. *Norwegian Geotechnical Institute Publication N° 32*, pp. 1-5
- Bloom, A. (1992). "Some Questions about the Pampean Loess". *Occasional Paper for the Department of Geography*. University of Leicester N° 23, pp.17-18.
- Bosch, D. R. (1996). "Interpretation of pressuremeter tests in cohesive frictional materials." MSc thesis, Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil, 150. En Schnaid, et al. (2004).
- Bouafia, Ali (2007). "Single piles under horizontal loads in sand: determination of P–Y curves from the prebored pressuremeter test". *Geotechnical Geological Engineering*, Vol. 123, DOI 10.1007/s10706006-9110-7.
- Bourdeau, P. y Oboni, F. (1985). "La distribution beta el son utilisation Practique dans les Méthodes de calculs probabilistes" EPFL, Lausanne, Switzerland. Ver Harr, M. (1987)

- Bowles, J. (1988). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill, New York, N.Y.
- Bransby, N. (1999). "Selection of p-y curves for the design of single laterally loaded piles", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, No 23, pp. 1909-1926.
- Brazilian Society of Soil Mechanics ~SBMS. Brazil, 3, 287-295. En Schnaid, et al. (2004)
- Briaud, J.; (1997). "Simple approach for lateral loads on piles". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, N° 10, 958-964.
- Briaud, J.L. (1986). "Pressuremeter and Foundation Design", en *Use of In Situ Test in Geotechnical Engineering*, Clemence S. (Ed.). ASCE Geotechnical Special Publication N°6, pp.74-115.
- Brinch Hansen, J. (1961). "The ultimate resistance in pile in cohesive soils". *Danish Geotechnical Institute (Geoteknisk Institut) Bull. N°12*, Copenhagen, pp.5-9
- Brinch Hansen, J. (1965). "Some stress strain relationships for soils". *Proc. Of the 6° International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Canada, Vol. 1, pp. 231-234.
- Broms, B. (1964a). "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE. (SM2)*, March 1964, pp. 27-63.
- Broms, B. (1964b). "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE. (SM3)*, May 1964, pp. 123-156.
- Brown, K.; Koterak, J.; Longcope, D. y Warren, T. (2003). "Cavity Expansion: A Library for Cavity Expansion Algorithms". Sandia National Laboratories. A Lockheed Martin Company multiprogram, for the United States Department of Energy's, National Nuclear Security Administration under Contract DE-AC04-94-AL85000.
- Burdette, E.; Pezeshk, S.; Deatherage, J.H.; Goodpasture, D.W (2001). "Comparison of Static and Dynamic Lateral Stiffnesses of a Driven Pile", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 6, No. 2, pp. 131-135.
- Byung Tak Kim, Nak.Kyung Kim, Woo Jin Lee y Young Su Kim (2004). "Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong River sand". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, N° 4, 416-425.
- Casagrande, A (1936). "Determination of the preconsolidation load and its practical significance". *Proceedings, 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Vol. 3 60-64. En Das, (1999).
- Cassan, M. (1982). "Los ensayos in situ en la mecánica de suelos. Su ejecución en interpretación". *Editores técnicos asociados*. Barcelona, España
- Castelli, F. y Maugeri, M. M. ASCE. "Simplified Nonlinear Analysis for Settlement Prediction of Pile Groups", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, N° 1, Vol. 128, January, pp 76-84.
- Chang, M. y Zhu, H. (2004). "Construction Effect on Load Transfer along Bored Piles", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, N° 4 Vol. 130, April, pp. 426-437.
- Chen, Y. J., y Kulhawy, F. H. (1994) "Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shaft Under Axial and Lateral Loading," *Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December.*
- Chowdhury, R. (1984). "Recent Developments in Landslide Studies: Probabilistic Methods", *Proceedings, Fourth Symposium on Landslides Vol. 1 Toronto*, pp. 209-228.
- Claria, J. J. (2003). *Caracterización y Comportamiento del Módulo de Elasticidad Dinámico de Loess en Estado Natural y Compactado*. Ph.D. Thesis, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina
- Clarke B.G. (1996). "Pressuremeter testing in ground investigation, Part I: Site operations", *Geotechnical Engineering*, 119, 96-108.
- Clarke, B. G. (1995). "Pressuremeter in Geotechnical Design" Chapman and Hall, London. en Yu, H. S. (2000).

- Clarke, B. G., Carter, J. P. & Wroth, C. P. (1979). In situ determination of consolidation characteristics of saturated clays. Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Brighton 2, 207–211. (En Ratnam *et al.* 2005)
- Clemence, S. y Finbarr, A. (1981). “Design considerations for collapsible soils”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107: GT3, 305-317
- Collins, I. y Yu, H. (1996), “Undrained expansion of cavities in critical state soils”. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 20(7), 489-516.
- Collins, K. (1978). “A scanning electron microscopy study of natural engineering soils”. Ph.D. thesis, University of Strathclyde, Glasgow, Scotland, U.
- Collins, I; Pender, M. y Wang, Y (1992). “Cavity expansion in sand under drained loading conditions”. International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics, 3, 305-323. En Yu, 2000.
- Combarieu, O. y Canepa, Y. (2001). “The unload-reload pressuremeter test”, bulletin des laboratoires des ponts et Chaussees, Ref 4381, pp. 37
- Corotis, R.; Azzouz, A. y Krizek, R. (1975) “Statistical Evaluation of Soil Index Properties & Constrained Modulus”, Proceedings, Second International Conference on Applications of Statistics & Probability in Soil & Structural Engineering, Vol. 2, Aachen, pp. 273-293.
- Coyle, H. M. y Reese L. C. (1966). “Load transfer for Axial Loaded Piles in Clay”, Journal of Soils Mechanics and Foundation Division ASCE. Vol. 92 (SM2), March 1966, pp. 1-26.
- Coyle, H. y Castello, R. (1981). “New design correlations for pile in sand”. Journal of Geotech. Eng. Div., Proc. ASCE, Vol. 107, N° GT7, July, pp. 965-986.
- Cragg, C. y Krishnasamy, S. (1987). “Probabilistic Analysis of Transmission Tower Foundations in Clay”, Proceedings, Fifth International Conference on Applications of Statistics & Probability in Soil & Structural Engineering, Vol. 2, Vancouver, pp. 915-921.
- Crespellani, T.; Loi, A. y Manca, P. (1983). “Markov Tendencies of Soil Penetration Resistance in Cohesive Deposits”, Proceedings, Fourth International Conference on Applications of Statistics & Probability in Soil & Structural Engineering, Firenze, pp. 1181-1197.
- Cudmani, R. y Osinov, V. A. (2001). “The cavity expansion problem for the interpretation of cone penetration and pressuremeter tests”. Canadian Geotechnical Journal, Vol.: 38, pp. 622–638.
- Dahbar, P. Y Verra, N. (2006). “Análisis de la variabilidad de las propiedades de los limos loessicos de Córdoba”. Trabajo final para cumplimentar los requisitos de la carrera de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Córdoba, facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales.
- Dahlberg, R y Ronold, K. (1993). “Limit state design of offshore foundations”. International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, pp. 491-500.
- Das B. (1999). “Principios de Ingeniería de Fundaciones”, Internacional Thomson Learning Editores, S.A. Buenos Aires, Argentina.
- Davisson, M. T. (1963) “Estimating buckling loads piles”. Proceedings of the second pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I, pp.351-369.
- DeNapoli, V. (2006). Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería Civil, en ejecución. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.
- Denissov, M. (1951). “Oral Discussions Section Technique 7”. Proc. of the 5° International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Francia. Vol III. Pp. 374-375.
- Dudley, J. H. (1970). “Review of Collapsing Soils”. Journal of Soils Mechanics and Foundations Division. ASCE. Vol. 96 (SM3), pp.925-947.
- Duncan, J. (2000). “Factor of safety and reliability in geotechnical engineering”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, April, pp. 307-316.
- Duncan, J. M., y Chang, C.-Y. (1970). “Nonlinear analysis of stress and strain in soils.” Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96(5), 1629–1653.

- Duncan, J.; Evans, L. y Ooi, P. (1994). "Lateral load analysis of single piles and drilled shaft". *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 120 N°6 pp. 1018-1033.
- Ejezie, S. y Harrop-Williams, K. (1984). "Probabilistic Characterization of Nigerian Soils", *Probabilistic Characterization of Soil Properties: Bridge Between Theory & Practice*, Eds. D. S. Bowles & H-Y. Ko, ASCE, New York, pp. 140-156.
- Ellingwood, B.; Galambos, T.; MacGregor, J, y Cornell, C. (1980). "Development of probability based load criterion for american national satandar A58", *Special Publication 577*, National Bureau of Standars, Washington, 222 p.
- Fahey, M. y Carter, J. (1991). "Finite element simulation of the pressuremeter test in sand using a Mohr Coulomb model with non-linear elasticity". Research Report N°. G1026 of The University of Western Australia. Department of Civil and Enviromental Engineering.
- Fahey, M. y Jewell, R. (1990). "Effect of pressuremeter compliance on measurement of shear modulus". Research Report N°.G:1002 of The University of Western Australia. Department of Civil and Resource Engineering.
- Fang, H. (1990). "Foundation Engineering handbook". Van Nostrand Reinhold. New York USA.
- Fawaz, A. ; Boulon, M. y Flavigny, E. (2002). "Parameters deduced from the pressuremeter test". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.: 39, pp. 1333– 1340.
- Feagin, L. B. (1937). "Lateral pile-loading test" *Transactions, American Society of Civil Engineers*, Vol. 102, 1937, pp. 236-254.
- Feda, J. (1967). "Stress-Strain relationships for loess soils during a shear box test" *Proc. Geotechnical Conference, Oslo*, pp. 187-192.
- Feda, J. (1988). "Collapse of loess upon welling". *Engineering Geology*, N° 25, pp. 263-269
- Feda, J. (2000). "Specific soil behavior—collapse." *GeoEng 2000 International Conf. on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, 19–24*. En Francisca 2007
- Fenton, G. (1997). "Probabilistic methods in geotechnical engineering", *GeoLogan'97Conference, Logan, Utah*. ASCE Geotechnical Safety and Reliability Committee.
- Finaev, I (1967). "Bearing capacity of piles in subsident loess soils". *Proc. Of the 3° Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, Israel*. Vol. 1, Session ½, pp. 5-8.
- Francisca, F. (2007). "Evaluating the Constrained Modulus and Collapsibility of Loess from Standard Penetration Test". *International Journal of Geomechanics*, Vol. 7, No. 4, August pp 307-310.
- Francisca, F. M.; Redolfi, E. R. y Prato C. A. (2002). "Análisis de Tuberías Enterradas en Suelos Loéssicos: Efecto de la Saturación del Suelo", *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 2, No 1, pp. 3-19.
- Frank, R.; Kalteziotis, N.; Bustamante, M.; Christoulas, S.; Zervogiannis, H. (1991). "Evaluation of Performance of Two Piles Using Pressuremeter Method", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 5, pp. 695-713
- Frantziskonis, G. y Breyse, D. (2003). "Influence of soil variability on differential settlements of structures". *Computers and Geotechnics*, Vol. 30, pp. 217–230.
- Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, Inc.
- Fredlund, D. y Dahlman, A. (1971). "Statistical Geotechnical Properties of Glacial Lake Edmonton Sediments", *Proceedings, First International Conference on Applications of Statistics & Probability to Soil & Structural Engineering, Hong Kong*, pp. 203-228.
- Frenguelli, J. (1955). *Loess y Limos pampeanos*. Ministerio de Educación de la Nación, Serie técnica y Didáctica no. 7, La Plata. (de Zárate, 2003).
- Fritz, P. (1984). "An analytical solution for axisymmetric tunnel problems in elasto-viscopastic media". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 8, pp. 325-342.

- Frydman, S. y Burd, H. (1997). "Numerical studies of bearing capacity factors N.". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, N°1, January, pp. 20-29.
- Fukagawa, R.; Fahey, M. y Ohta, H. (1990). "Effect of partial drainage on pressuremeter test in clay". Research Report N°. G1098 of The University of Western Australia. Department of Civil and Environmental Engineering.
- Gambin, M.; Flavigny, E. y Boulon, M. (1996). Le module pressiométrique. Historique et modélisation In XI colloque Franco-Polonais de Mécanique des sols et des roches appliquées. University of Gdansk, Poland, 12 September, pp. 53-60. En Fawaz 2002.
- Gasaluck, W.; Luthisungnoen, P.; Angsuwotai, P. Muktabhant, C y Mobkhuntod, S. (2000). "On the design of foundation in collapsible Khon Kaen Loess" International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne Australia, Session Piling and Foundation, pp. 73-78.
- Geotechnical Engineering Office (GEO) (1996). "Pile design and construction", GEO publication 1/96, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong.
- Gibbs, H. and Bara, J. (1967). Predicting problems of collapsing soil. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. 93(SM4): 577-594.
- Gibson, R. y Anderson, W. (1961). In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. Civil Engineering Public Work Reviews, 56, pp. 615-618. En Yu, H.S. (2000)
- Gilbert, R. (1997). "Basic Random Variables", en Probabilistic Methods in
- Grigoryan, A. (1971). "The bearing capacity of driven pile under a vertical load in collapsible soil". Proc. of the 4° Conference on Soil Mechanics. Budapest, pp. 591-587.
- Grigoryan, A. A. (1971,a). "The bearing Capacity of Driven Pile under a Vertical Load in Collapsible Soils", Proc. Of 4° Conference on Soil Mechanics. Budapest, pp. 591-587.
- Grigoryan, A. A. (1971,b). "Design of a Hanging Pile for a Vertical Load in Settlement Ground", Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov, N°6, pp. 21-24. Translated to Soil Mechanics Foundation. Vol. 2, pp. 415-419.
- Grigoryan, A. y Cheninkov, Y. (1980). "Bored cast in place piles employing soils compaction of hole bottom, for the Atomash plant". Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov, N°6, pp.10-13. Translated to Soil mechanics Foundation. Vol. 15, pp. 227-232.
- Grigoryan, A. y Ivanov, Y. (1973). "Bearing capacity and method of penetration of pile in loess". Proc. of the 8° International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscú, URSS. Vol. 2.1, Ssesión 3/19, pp. 125-130.
- Grigoryan, A. y Khabibullin, I. (1977). "Bearing capacity of cast in place piles on construction sites of Volgodonsk heavy machine building plant". Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov, N°2, pp.13-16. Translated to Soil mechanics Foundation. Vol. 3, pp. 110-115.
- Grigoryan, A. y Khabibullin, I. (1980). "Experimental investigation of the distribution of stresses in large bored situ cast piles". Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov, N°3, pp.11-13. Translated to Soil mechanics Foundation. Vol. 17, pp. 102-106.
- Grigoryan, A. y Mamonov, V. (1969). "Determination of the bearing capacity of driven friction pile in soil of type I slump Proneness". Osnovaniya, Fundamenty Mekhanika Grunkov, N°3, pp.27-30. Translated to Soil mechanics Foundation. Vol. 6, pp. 198-203.
- Guo, W. y Randolph, M. (1997). "Vertically loaded piles in non-homogeneous media", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 21, 507-532
- Gutiérrez, M.; Duncan, J. M.; y Woods, C. (2002). "Development of a Simplified Reliability-Based Method for Liquefaction Evaluation", Annual Project Summery Report USGS Grant N°.: 02HQGR0058, Virginia.
- Haldar, A. y Miller, F. (1984). "Statistical Estimation of Relative Density", Journal of Geotechnical Engineering Division (ASCE), N° 110, Vol. 4, Apr, pp. 525-530.
- Haldar, A. y Tang, W. (1979). "Uncertainty Analysis of Relative Density", Journal of Geotechnical Engineering Division (ASCE), N° 105(GT7), Jul, pp. 899-904.

- Han, J. y Frost, D. (2000). "Load-deflection response of transversely isotropic piles under lateral loads", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, No 24, pp. 509-529.
- Harr, M. (1977). "Mechanics of Particulate Media", McGraw-Hill, New York, pp. 553.
- Harr, M. (1984). "Reliability-based design in civil engineering", Henry M. Shaw Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina.
- Harr, M. (1987). "Reliability-Based Design in Civil Engineering", Dover Publications, Inc., New York.
- Harr, M. (1989). "Probabilistic estimates for multivariate analysis", *Applied Mathematical Modeling*, Vol 13, pp. 313-318.
- Hetenyi, m. (1946). *Vigas sobre fundación elástica*. University of Michigan Press, Ann Arbor, Mich.
- Holtz, W. G. y Gibbs, H. J. (1953). "Field Test to Determine the Behavior of Piles in Loess", *Proc. Of the 3° International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Switzerland. Vol. 2, Session 5/10, pp. 51-56.
- Holtz, W. y Gibbs, H. (1953). "Field test to determine the behaviour of piles in loess". *Proc. Of the 3° International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Switzerland. Vol. 2, Session 5/10, pp. 51-56.
- Hooper, J. y Butler, F. (1966). "Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay", *Geotechnique*, N°16, Vol. 4, Dec, pp. 282-304.
- Hossain, D.; (1999). "Sallop: Simple approach for lateral loads on piles. Discussion" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, July, pg.620.
- Houlby, G. T.; y Carter, J.P. (1993). "The efect on the pressuremeter geometry on the results of test in clay". *Geotechnique* 43, N° 4, pp. 567-576.
- Houlsby, G. (1990). "Analysis of cone penetrometer and pressuremeter tests". 2nd European Specialty Conference on Numerical Methods on Geotechnical Engineering. Santander, 18-20 September 1990.
- Houlsby, G. y Nutt, N. (1993). "Development of the cono pressuremeter". *Predictive soil mechanics*. Thomas Telford, London.
- Houlsby, G. y Schnaid, F. (1994). "Interpretation of shear moduli from cone pressuremeter test in sand". *Géotechnique* 44N°. 1, 147-164.
- Houlsby, G. y Withers, N. (1988). "Analysis of cone pressuremeter test in clay". *Géotechnique* 38 N°. 4, 575-587.
- Houlsby, G.T. y Yu, H. S. (1990). "Finite element analisis of the cone pressuremeter test". *Pressuremeters*, Thomas Telford Limited, London.
- Houlsby, G.T.; Clarke, B.G. y Wroth, C.P. (1986). "Analysis of the unloading of a pressuremeter in sand". *Proceedings of the 2nd International Symposium on Pressuremeter and its Marine Applications*, ASTM SPT950, 245-262.
- Houston, S. and Houston, W. (1997). "Collapsible soils engineering". *Unsaturated Soil Engineering Practice*, Geotechnical Special Publication, ASCE proceedings of the 1997 1st Geo Institute Conference, Logan UT, USA, Part 68, 199-232
- Hsiung, Y. (2003). "Theoretical elastic-plastic solution for laterally loaded piles" *Journal of geotechnical an Geoenvironmental Engineering*. Technical Notes ASCE. pp. 475-480.
- Hsiung, Y. (2003). "Theoretical Elastic-Plastic Solution for Laterally Loaded Piles", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 6, pp. 475-480.
- Hsiung, Y. y Chen, Y. (1997). "Simplified Method for Analyzing Laterally Loaded Single Piles in Clays" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 11, November 1997, pp. 1018-1029
- Hughes, J. (1982). "Interpretation of pressuremeter test for determination of elastic shear modulus". *Proc. EngngConf. Updating Subsurface*
- Hughes, J. y Robertson, P. (1985). "Full displacement pressuremeter testing in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 298-307.

- Hughes, J.; Wroth, C. y Windle, D. (1977). "Pressuremeter test in sands". *Geotechnique*. Vol. 27 (4), pp. 455-477. En Yu (1990)
- Il'ichev, V; Bagdasarov, Y. y Mamonov, V. (1984). "Determination of pile settlement under type II collapsibility soil conditions". *Osnovanija, Fundamenti i Mekhanika Grunkov*, N°5, pp.14-18. Translated to *Soil mechanics Foundation*. Vol. 19, pp. 204-211.
- Iriondo, M. (1990). *Map of the South American plains, its present state. Quaternary of South America and Antarctic Peninsula*. 6: 297-308. Balkema, The Netherlands. (de Zárate, 2003).
- Iriondo, M. and Kröhling, D. (1997). The tropical loess. In: An, Z. and Zhou, W. (Eds.), *Quaternary Geology, Proceedings of the 30th International Geological Congress, Beijing*. 21: 61-77. (de Zárate, 2003).
- Ismael, N. (2001). "Axial load tests on bored piles and pile groups in cemented sands". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, N° 9, September, pp. 766-773.
- Jaeger, J. Y Cook (1976). *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapman y Hall. En Yu, (2000)
- Janbu, N. (1976). "Static bearing capacity of friction piles", *Proceedings, Sitx European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 12, pp. 479-482.
- Jefferies, M. G. (1988). "Determination of horizontal geostatic stress in clay with self-bored pressuremeter". *Canadian Geotechnical Journal*, 25, 559-573.
- Jennings, J. E. y Knight, K. (1957). "The additional Settlement of Foundations Due to a Collapse of Structure of Sandy Soils on Wetting". *Proc. Of the 4° International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London*. Vol. 1, pp.316-319.
- Juirnarongrit, T. y Ashford, S. (2006). "Soil-Pile Response to Blast-Induced Lateral Spreading. II: Analysis and Assessment of the p-y Method". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 2.
- Kalashnikova, O. (1976). "Investigation of the Behavior of pile in Collapsible Soils Stabilized through a Leading Hole", *Osnovanija, Fundamenti i Mekhanika Grunkov*, N°1, pp. 9-11. Translated to *Soil Mechanics Foundation*. Vol. 11, pp. 16-19.
- Kim, B.; Kim, N.; Lee, W. y Kim, Y. (2004). "Experimental Load-Transfer Curves of Laterally Loaded Piles in Nak-Dong River Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 4, April, pp. 416-425.
- Kondner, R. L. (1963). "Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, N°1, Vol. 89, pp. 115-144.
- Krahn, J. y Fredlund, D. (1983). "Variability in the Engineering Properties of Natural Soil Deposits", *Proceedings, Fourth International Conference on Applications of Statistics & Probability in Soil & Structural Engineering, Firenze*, pp. 1017-1029.
- Kratz de Oliveira, L. A., y Schnaid, F. (2000). "Development of a
- Krutov, V. (1984). "Design of pile foundation in type II collapsibility soils". *Osnovanija, Fundamenti i Mekhanika Grunkov*, N°2, pp.18-21. Translated to *Soil mechanics Foundation*. Vol. 19, pp. 76-92.
- Krutov, V. I. and Tarasova, I. V. (1964). "A method for Determining the magnitude of the initial pressure for slumping soils". *Osnovanija, Fundamenti Mekhanika Grunkov*, N° 1, pp. 7-9. Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol. 1, pp.12-17.
- Küçükarslan, S. y Banerjee, P. (2004). "Inelastic Analysis of Pile-Soil Interaction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, N° 11, Vol. 130, November, pp. 1152-1157.
- Kulhawy F. y Jackson, C. (1989). "Some observation on undrained side resistance of drilled shaft". *Proceedings, Foundation Engineering: Current principles and practices, ASCE*, Vol. 2, pp. 1011-1025.
- Kulhawy, F. (1991). "Drilled Shaft Foundations", *Foundation Engineering Handbook 2nd Edition*, Fang H. (Ed.). Chapman&Hall, pp.537-552.

- Kulhawy, F. (1992). "On the evaluation of soil properties", ASCE Geotechnical Special Publication N°31, pp. 95–115.
- Kulhawy, F. Phoon, K. (2002). "Observations on geotechnical reliability based design development in North America" Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance. Tokyo, Japan. Balkema.
- Kulhawy, F. Trautmann, C., Beech, J. O'Rourke, T., McGuire, W., Wood, W.A., y Capano, C. (1983). "Transmission line structure foundation for uplift compression loading" Rep. N° EI-2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto California. En Zhang et al. (2005).
- Kumar, S. y Lalvani, L. (2004). "Lateral load deflection response of drilled shaft in sand". Journal of Institution of Engineers India. May. Vol. 1, 282-286.
- Kwon, Y. Y Bang, H. (2000). "The finite element method. Using Matlab". CRC Pres. ISBN 0-8493-0096-7. New York, USA.
- Lacasse, S. y Nadim, F. (1997). "Uncertainties in characterizing soil properties", Publication. N° 201, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, pp. 49-75.
- Ladanyi, B. (1963). "Evaluation of pressuremeter test in granular soils". Precedings of the 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics, San Paulo, 1, 3-20.
- Ladanyi, B. (1972). "In situ determination of undrained stress-strain behavior of sensitive clays with the pressuremeter". Canadian Geotechnical Journal, 9(3) pp. 313-319.
- Ladanyi, B. y Johnston, G. (1974). "Behaviour of circular footing and plate anchors embedded in permafrost". Canadian geotechnical journal, Vol. 11, pp. 531-553. En Yu, 1993.
- Ladd, C.; Moh, Z. y Gifford, D. (1971). "Statistical Analysis of Undrained Strength of Soft Bangkok Clay", Proceedings, First International Conference on Applications of Statistics & Probability to Soil & Structural Engineering, Hong Kong, pp. 313-328.
- Lambe, T.W. y Witman, R. (1968). Soil Mechanics, John Wiley&Sons, New York.
- Lashkaripoura, G. y Ajalloeian, R. (2003). "Determination of silica sand stiffness". Engineering Geology. Elsevier Science, Vol.:68 pp. 225–236.
- Lee Goh A. y Fahey, M. (1991). "Application of a 1-Dimensional cavity expansion model to pressuremeter and piezocone test in clay". Research Report N°. G1015 of The University of Western Australia. Department of Civil and Environmental Engineering.
- Leroueil, S. y High, D.W. (2003). "Behavior and Properties of Natural Soils and Soft Rocks, in Characteristics and Engineering Properties of Natural Soils". Tan et al. Eds., Vol. 1, pp. 29-254. Balkema Publishers. En Claria (2003).
- Levy, N.; Einav, I.; y Randolph, M. (2007). "Effect of Recent Load History on Laterally Loaded Piles in Normally Consolidated Clay". International Journal of Geomechanics. Volume 7, Issue 4, pp. 277-286
- Lin, Z. and Wang, S. J. (1988). "Collapsibility and Deformation Characteristics of Deep Seated Loess in China". Engineering Geology N° 25, pp.271-282.
- Ling, Z. y Liang, W. (1982). "Engineering Properties and Zoning of Loess and loess like in China". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 19, pp.76-91.
- Lo, Y. y McCabe, G. (1984). "Characterization of Indiana Soil Properties", Probabilistic Characterization of Soil Properties: Bridge Between Theory & Practice, Eds. D. S. Bowles & H-Y. Ko, ASCE, Atlanta, pp. 106-118.
- Lu, N. y Likos, J. (2004) "Unsaturated soil mechanics". John Wiley and Sons Inc.
- Lukas, R.G.; LeClerc de Bussy B. (1976). "Pressuremeter and Laboratory Test Correlations for Clays", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. 9, pp. 945-962.
- Lumb, P. (1966). "Variability of Natural Soils", Canadian Geotechnical Journal, N° 3, Vol. 2, May, pp. 74-97.
- Lumb, P. (1971). "Precision & Accuracy of Soil Tests", Proceedings, First International Conference on Applications of Statistics & Probability to Soil & Structural Engineering, Hong Kong, pp. 329-345.
- Mair, R. J. y Wood, D. M. (1987). "Pressuremeter Testing, Methods and Interpretation", CIRIA Report. Butterworths, London, Yu, H.S. (2000).

- Massao Futai, M.; Almeida, M. y Silva Filho, F. (2000) "Pile collapse analyses using an elastoplastic model". International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne Australia, Session Piling and Foundation, pp. 73-78.
- Mastilovic, Sreten y Krajcinovi, Dusan (2004). "Particle dynamics simulations of expansion of a cylindrical cavity within an infinite brittle medium". Theoretical Applied Mechanics, Vol. 31, N° 3-4, pp. 345-360.
- Matlock, H y Reese, L. C. (1960). "Generalized solutions for laterally loaded piles" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. Of the American Society of Civil Engineers. SM 5, pp 63-91.
- Matlock, H. (1970). "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay". Second Annual Offshore Technology Conference, Paper N° 1204, Vol. 1, pp. 577-588.
- Matlock, H. y Reese, L. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles", Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE. (SM5), October 1960, pp. 63-91.
- Matsuo, M. y Asaoka, A.(1977). "Probability Models of Undrained Strength of Marine Clay Layer", Soils & Foundations, N° 17, Vol 3, Sep, pp. 53
- Matsuo, M. y Kuroda, K. (1974). "Probabilistic Approach to Design of Embankments", Soils and Foundations, N° 14, Vol. 2, Jun, pp. 1-17.
- Mattes, N. S. y Poulos, H. G. (1969)."Settlement of single Compressible Pile", Journal of Soils Mechanics and Foundation Division ASCE. Vol. 95 (SM1), pp. 189-207.
- Mayne, P.W. y Schneider, J.A. (2001). "*Evaluating axial drilled shaft response by seismic cone*". Foundations & Ground Improvement, GSP 113,ASCE, Reston/VA, pp.655-669
- Mazen E. Adib (2001). "Load test on prestressed precast concrete and timber piles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, N° 12, Vol. 127, December, pp. 1043-1050
- McClelland, B. (1974). "Design of deep penetration piles for ocean structures". Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineering, Vol.100 N° GT3, pp. 197-228.
- McClelland, B. y Focht, J. A. (1958). "Soil modulus for laterally loaded piles" Transaction, American Society of Civil Engineers. Vol. 123, pp. 1049-1063.
- McCormack, D. y Wilding, L.(1979). "Soil Properties Influencing Strength of Canfield & Geeburg Soils", Journal of Soil Science Society of America, N° 43, Vol. 1, Jan – Feb, pp.167-173.
- Menard, L. (1956). "Soil testing apparatus". United States Patent Office. Patent: 2957341-1960.
- Ménard, L.; Gambin, M.; Bourdon, G. (1969). "Méthode générale de calcul d'un rideau ou pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques (in French), Sols/Soils vol. 1, No. 20/23, pp 16-28, en Bouafia (2007)
- Meyerhof, G.G.(1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT3, pp. 119-126.
- Milovic, D.; Stevanovic, S. and Koprivica, E. (1981). Settlements of high buildings founded on loess. Proceeding of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden.
- Mitchell, J. K. (1976). "Fundamentals of soil Behavior". John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Mitchell, J. K. (1993). Fundamentals of Soil Behavior. Second Edition. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Moll, L. L y Rocca, R. (1991). "Properties of loess in the center of Argentina". IX Panam. Conf. On S.M. and F.E chile, Vol. 1, pp. 1-13.
- Monnet, J. (2007). "Numerical validation of an elastoplastic formulation of the conventional limit pressure measured with the pressuremeter test in cohesive soil". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering. Vol. 133, N°9. pp. 1-9
- Monnet, J. y Allagnat, D. (2006). "Interpretation of Pressuremeter Results for Design of a Diaphragm Wall". Geotechnical Testing Journal, Vol. 29, No. 2, pp. 1-7.

- Moore, H. E. (1967). "The engineering properties of the silt soil, Snake River Canyon, State of Washington". U.S. Army Engineer District Walla Walla, Corp of Engineers, USA, pp.31, 118 Charts.
- Mortensen, D. (1993). "Safety requirement for foundation structure determined by economical considerations". International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering. Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, pp. 683-686.
- Murad Abu-Farsakh y Hani H. (2004). "Assessment of Direct Cone Penetration Test Methods for Predicting the Ultimate Capacity of Friction Driven Piles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, N° 9, Vol. 130, September, pp. 935-944.
- Murchison, J. Y O'Neill, M. (1984). "Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils". Analysis and Design of pile Foundation, American Society of Civil Engineers, J. R. Meyer, ed., pp. 174-191.
- Murtaza, G. (1978), "The time dependent behaviour of single piles and pile bent under lateral loads in cohesive soils", Ph. D. Thesis, Rookee, University, Rookee, U.P., India.
- Mustafaev, A. (1967). "Infiltration and subsidence processes in loess soil". Proc. of the 3° Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscu, URSS. Vol 2.2, Session 4/24, pp. 145
- Nadeo, J. R. y Videla, E. P. (1975). "Comportamiento de Pilotes en Suelos Colapsables", Proc. Of 5° Conference Panamerican of Soils Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina. Vol. V, pp. 303-312.
- Norris, G. (1986). "Theoretically based BEF laterally loaded pile analysis", Numerical Methods in Offshore Piling 3rd International Conference, NAVTES, pp. 361-386.
- Nuñez E., Micucci C.A., Vardé O.A., Bolognesi A.J.L. y Moretto O. (1970). "Contribución al conocimiento de los suelos loessicos", II Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Vol.1, pp 10.
- Nutt, N. (1993). "Development of the cone pressuremeter". Ph. D. Thesis. University of Oxford. St. Catherine's College. 1993.
- Nutt, N. Y Houlby, G. (1991). "Calibration test on the cone pressuremeter in carbonate sand". Elsevier Science Publishing Company, Inc. pp. 265-276
- Nutt, N. Y Houlby, G. (1995). "Time dependent behaviour of sand from pressuremeter tests". The pressuremeter and its news avenues, Balkema Rotterdam.
- O'Neil, M y Reese, L. (1999). "Drilled shafts: construction procedures and design methods". US. Department of Transportation, Federal Hightway Administration. Publication N° FHWA-IF-99-025.
- O'Neill, M. (1986). "Reliability of Pile Capacity Assessment by CPT in Overconsolidated Clay", en Use of In Situ Test in Geotechnical Engineering, Clemence S. (Ed.). ASCE Geotechnical Special Publication N°6, pp.237-257.
- Oldecop, L.; Alonso, A. (2004). Testing Rockfill Under Relative Humidity Control. Simposio Iberoamericano de Ingeniería Geoambiental 2007 Córdoba Argentina.
- Oteo, C. (1980). "Geotécia y cimientos III". Editado por J.A. Gimenez Salas. Ed. Rueda Madrid.
- Palmer, A. y Mitchell, R. (1971). "Plane strain expansion of cylindrical cavity in clay". Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, 588-599. En Yu, 2000.
- Palmer, L. Thompson J. (1948). "The Earth pressure and deflection along the embedded length of pile subjected to lateral thrust". Proceedings Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Holland, Vol. V, pp 156-161.
- Panario, D., Gutiérrez, O. (1999). The continental Uruguayan Cenozoic: an overview. Quaternary International 62, 75-84. (de Zárata, 2003).
- Penumadu, D. y Chameau, J. (1997). "Strain rate effect in model pressuremeter testing". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 123, Nro. 11, pp. 1051 - 1059.
- Pereira, J.; Dubujet, P. y Wong, H. (2003). "Numerical modeling of unsaturated soils in a pressuremeter test". 16th ASCE Engineering Mechanics Conference July 16-18, 2003, University of Washington, Seattle.

- Phoon, K. (1995). "Reliability based design of foundation for transmission line structure". PhD. Thesis. Faculty of the Graduate School of Cornell University.
- Phoon, K. (2004). "General non-Gaussian probability models for First-Order Reliability Method (FORM): A state-of-the-art report" ICG Report 0042-4 (NGI Report 20031091-4), International Centre for Geohazards, Oslo.
- Phoon, K. K.; Kulhawy, F. H.; Grigoriu, M. D. (2000). "Reliability-based design for transmission line structure foundations", *Computers and Geotechnics* Vol. 26, pp.169-185.
- Pinto, P.E.; Nuti, C. (1980). "Analisi sismica delle strutture fondate su pali", Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni. Università di Roma.
- Polanski, J. (1963). "Estratigrafía, Neotectónica y Geomorfología del Pleistoceno pedemontano entre los ríos Diamante y Mendoza". Asociación Geológica Argentina, Revista XVII (3-4): 127-349. (de Zárate, 2003).
- Popescu, R.; Prevost, J. H. & Deodatis, G. (1997). "Effects of spatial variability on soil liquefaction: some design recommendations", *Geotechnique*, Vol. 47, No. 5, pp.1019-1036.
- Poulos H. (1999). "Approximate computer analysis of pile groups subjected to loads and ground movements", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 23, pp. 1021-1041.
- Poulos H.G. (1985). "Ultimate lateral pile capacity in two layer soil". *Geotechnical Engineering*, Vol. 16, 25-37
- Poulos, H. G. (1971). "Behavior of laterally loaded piles: I single piles" *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol 97, No. SM5.
- Poulos, H. y Davis, E. (1980) *Pile foundation analysis and design*. John Wiley & Sons, Inc., New York, N. Y.
- Prakash, S. and Sharma, H., (1990). "Pile Foundation in Engineering Practice". John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Prakash, S.; Ranjan, G. y Murtaza, G. (1979). "Time dependent behavior of piles under lateral load", Sixth Panamerican conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Lima Perú. Vol. II, pp. 283
- Prapaharan, S.; Chameau, J. L.; Altschaeffl, A. G.; Holtz, R. D. (1990). "Effect of Disturbance on Pressuremeter Results in Clays", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 1, pp. 35-53.
- Prevost, J. H. y Hoeg, K. (1975). "Análisis of ressuremeter in strain softening soil". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 101 (GT8), 717-732, en Yu, H.S. 2000.
- Quintana Crespo, E. (2005). "Relación entre las propiedades geotécnicas y los componentes puzolánicos de los sedimentos pampeanos". Tesis Doctoral. Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales.
- Rackwitz, R. y Flessler, B. (1978). "Structural reliability under combined random load sequences", *Computers and Structures*, march 1978, pp. 489-494.
- Raes, P. E. (1936). *Theory of lateral bearing capacity of piles*". *Proc. Int. Conf. Soil Mech.* (Cambridge, Mass.), pp. 1-166.
- Randolph, M. y Wroth, C. P. (1978). "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles", *Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE* Vol. 104 (GT12). Dec. 1978, pp.1465-1488.
- Randolph, M. y Wroth, C. P. (1979). "An analytical solution for the consolidation around a driven pile. *International Journal for numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 3, pp. 217-229
- Ratnam, S., Soga K., and Whittle, R. (2005). "A field permeability measurement technique using a conventional self-boring pressuremeter" *Geotechnique* 55, N°. 7, 527-537
- Ravena, N. y Rivas, M. (2005). "Comportamiento de pilotes sometidos a cargas horizontales en suelos loessicos". Trabajo Final presentado para alcanzar el grado de Ingeniero Civil de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba

- Redolfi, E. (1982). "Determinación Rápida de la Tensión de Fluencia en Suelos Loessicos". Boletín de Información del Laboratorio de Carreteras y Geotécnia. Madrid, N° 151, pp.3-8.
- Redolfi, E. R. (1990). "Comportamiento de Pilotes en Suelos Colapsables", Tesis doctoral presentada en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid de la Universidad Politécnica de Madrid.
- Redolfi, E. R. (1993). "Comportamiento de Pilotes en Suelos Colapsables", Tesis doctoral presentada en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid de la Universidad Politécnica de Madrid. Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Redolfi, E. y Zeballos, M. (1996). "Estimación de superficies de estado en suelos loésicos". Encuentro de Geotécnicos Argentinos. Agosto 1996. Córdoba, Argentina.
- Reese, L. (1964). "Load versus Settlement for an Axially Loaded Pile", Proc. Of the Symposium on Bearing Capacity of Piles. Part 2. Held at the Central Building Research Inst. Roorkee, India, pp.19-38.
- Reese, L. (1975). "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay". Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Paper N OTFC 2312. Houston, TX.
- Reese, L. C. (1956). "Non-Dimensional solution for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth." Proc., Eighth Texas Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Special Publ. N° 29, Bur. Of Eng. Res., The Univ. of Texas, Austin, Tex., September.
- Reese, L. y O'Neil, M. (1989). "New design method for drilled shaft from common soil and rock test". Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practice, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp.1026-1039.
- Reese, L. y Welch, R. (1975). "Lateral loading of deep foundation in stiff clay". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101. N° GT July, pp. 633-649.
- Reese, L.; Cox, W. y Koop, F. (1974). "Analysis of laterally loaded piles in sand". Proceeding, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Paper N° OTFC 2312, Houston, TX, pp.473-483.
- Reese, L.; Hudson, B. y Vijayvergiya, B. (1969). "An investigation of the interaction between bored piles and soil". Proc. Of the 7° International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Mexico. Vol. 11, pp.211-215.
- Reese, L.; Isenhower, W.; Wang, S. (2005). "Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations". John Wiley and Sons. New York. ISBN: 978-0-471-43159-6
- Reginatto A. (1971) "Standard Penetration Test in collapsible soils". IV Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation. Engineering, Puerto Rico. Vol. II, pp. 77-84.
- Reginatto, A. (1970). "Suelos colapsibles - Predicción de la Susceptibilidad al Colapso". 2° Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Córdoba, Argentina.
- Reglamento INPRES-CIRSOC 103, (1991). "Normas Argentinas para las Construcciones Sismorresistentes".
- Renoud-Lias, B. (1978). "Etude du pressiomètre en milieu pulvérulent". Thèse de Doctorat, Université de Grenoble, France. En Fawaz et al. (2002)
- Rétháti, L. (1988). "Probabilistic Solutions in Geotechnics", Elsevier, Amsterdam, pp. 451.
- Rinaldi, V. A. y Claria, J. J. (1999). "Low Strain Dynamic Behavior of a Collapsible Soil". XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz de Iguazu, Brazil. Vol. 2, pp. 835 – 841.
- Rinaldi, V. y Capdevila, J. (2006). "Effect of Cement and Saturation on the Stress Strain Behavior of a Silty Clay". Unsaturated Soil Conferences, Arizona, USA (In press) CAREFREE ASCE Vol. 1 pp.1157 – 1168
- Rinaldi, V.; Claria, J. y Capdevila, J. (2007). "Consideraciones experimentales a nivel microestructural en la generación de modelos constitutivos para suelos loésicos

- parcialmente cementados” *Mecánica Computacional*. AMCA. Vol. XXVI, ISSN 1666-6070 pp. 2832 - 2849.
- Rinaldi, V.; Claria, J. y Santamarina, J. (2001). The small-strain shear modulus ( $G_{max}$ ) of Argentinean loess. *Proceedings of the Fifteenth International Conference of Soil Mechanics Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 1: 495-499.
- Rinaldi, V.A., Santamarina, J. C. y Redolfi, E. (1998). “Characterization of Collapsible Soils With Combined Geophysical and Penetration Testing”. *Symposium In-Situ Characterization of Soils, Atlanta USA*. Vol. 1, pp. 581-588.
- Robinson, K. (1979). “Horizontal subgrade reaction estimated from lateral loading Tests on timber piles”. *Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670*, Raymond Lundgren, ed. American Society for Testing and Materials, pp.520-536.
- Rocca, R. (1985). Review of engineering properties of loess. CE 299 Report. University of California, Berkeley.
- Rocca, R. (2002). “Cálculo del asentamiento por colapso en suelos loessicos de Córdoba”. *Memorias del XVI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (XVI CAMSIG)*.
- Rocca, R. y Quintana Crespo, E. (1997). “La Gestión de la Información Geotécnica de la Ciudad de Córdoba”, *GT’97 Congreso Argentino de Ingeniería Geotécnica, Sesión VII: Exploración de Suelos y Zonificación Geotécnica*, pp. 1-16.
- Rocca, R.; Redolfi, E. y Terzariol, R. (2006). “Características geotécnicas de los loess de argentina”. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol. 6(2) 149-166
- Rocca, R; Quintana Crespo, E. y Goio, M. (1994). “Propiedades Geotécnicas de los suelos de la ciudad de Córdoba”. *Universidad Nacional de Córdoba FCEFyN, Consejo de Investigaciones Científicas y tecnológicas de la Provincia de Córdoba sub. N°:2913/93 Res.:923/93 O.P.D.: 064/93*.
- Rodriguez Ortiz, J. Gesta, J. y Oto Mazo, C. (1982). “Curso aplicado de cimentaciones”. *Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid*.
- Rollins, K.; Jorgensen, S. y Ross, T. (1998). Optimum moisture content for dynamic compaction of collapsible soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 124: 699
- Rollins, K.; Rollins, R.; Smith, T.; Beckwith, G. (1994). “Identification and Characterization of Collapsible Gravels”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 3, pp. 528-542.
- Roscoe, K. y Burland, J. (1968). On generalised stree strain behaviour of wet clay. *En Wood*, 1991
- Rosenblueth, E. (1975). “Point estimates for probability moments”. *Proceeding of Natural Academy of Science. USA*, Vol. 72 N°10.
- Rowe, P.W. (1956). “The single pile subjected to horizontal force.” *Géotechnique, The International Journal of Soil Mechanics*, Vol. VI, N° 2, pp. 70-85.
- Rowe, R. y Kack, G. (1983). “A theoretical examination of settlements induced by tunnelling: four case histories”. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(2) 299-314.
- Sagaseta, C. (1986). “Carga vertical, capacidad Portante”, *Curso sobre Pilotaje y Cimentaciones Profundas, CEDEX, MOPU, Madrid*.
- Salgado, R.; Mitchell, J. Jamiolkowski, M. (1997). “Cavity expansion and penetration resistance in sand”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 123, Nro. 4, pp. 344 – 354.
- Santamarina, J.; Klein, K. y Fam, M. (2001). *Soils and Waves*, J. Wiley and Sons, Chichester, UK, 488 p.
- Sayago, J.M. (1995). The Argentinian neotropical loess: an overview. *Quaternary Science Reviews*. PERGAMON. 14: 755–766.
- Schnaid, F. (1990). “A study of the cone-pressuremeter test in sand”. *Ph. D. Thesis. University of Oxford. St. Magdalen’s College*. 1990.

- Schnaid, F.; Houlsby, G. (1990). "Calibration chamber test of the cone pressuremeter in sand". Pressuremeters, Thomas Telford Limited, London.
- Schnaid, F.; Houlsby, G. (1992). "Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test". *Geotechnique*, 42,
- Schnaid, F.; Kratz de Oliveira, L.; y Gehling, Wai Y. (2004). "Unsaturated Constitutive Surfaces from Pressuremeter Tests" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 2, February 1, pp.174-185.
- Schofield, A. Y Wroth, C. (1968). *Critical State soil mechanics*. McGraw-Hill, England. En Wood 1991.
- Schultze, E. (1971). "Frequency Distributions & Correlations of Soil Properties", Proceedings, First International Conference on Applications of Statistics & Probability to Soil & Structural Engineering, Hong Kong, pp. 371-387.
- Schultze, E. (1975) "Some Aspects Concerning the Application of Statistics and Probability to Foundation Structures", Proceedings, Second International Conference on Applications of Statistics & Probability in Soil & Structural Engineering Vol 2, Aachen, pp. 457-494.
- Scott, R. (1980). "Analysis of centrifuge pile test: Simulation of driving" Research Report. OSAPR Proyect 13, American Petroleum Institute, Washington, DC, en Byung Tak Kim, et al. (2004).
- Seed, H.B.; Mitchell, J.K. and Chan C. K. (1960). "The strength of compacted Cohesive Soil". Research Conference on Shear Strength of cohesive soil, ASCE, University of Colorado, Boulder, Colorado pp. 877-964.
- Shen, W. Y. and Teh, C. I. (2004). "Analysis of laterally loaded piles in soil with stiffness increasing with depth" *Journal of Geotechnical an Geoenvironmental Engineering*. Vol. 130, N° 8, pp. 878-882.
- Silvestri V. (2001). "Interpretation of pressuremeter tests in sand". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.: 38, pp. 1155–1165.
- Silvestri, V. (2003). "Assessment of self-boring pressuremeter test in sensitive clay". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.: 40, pp. 362–387.
- Silvestri, V. (2004). "Disturbance effects in pressuremeter tests in clay". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.: 41, pp. 738–759.
- Silvestri, V. y Diab, R. (2001). " Stress distributions and paths in clays during pressuremeter tests". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.: 38, pp. 542–552.
- Skempton, A. W. (1953), "The colloidal "activity" of clays," Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Vol.1, pp 57-61.
- Slack, D y Walker, J. (1970). "Deflection of Shallow pier Foundation" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. Of the American Society of Civil Engineers*. SM 4, pp. 1143-1157.
- Smith, T. D.; Rollins K. M. (1997). "Pressuremeter Testing in Arid Collapsible Soils", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 20, No 1, pp. 12-16.
- Spiegel, M. (1975). "Probabilidad y Estadística". Ed. McGraw-Hill, ISBN 970-10-2098-7, Nov.1998.
- Spillers, W. R. and Stoll, R. D. (1964). "Lateral response of piles" *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol 90, No. SM6, pp. 1-9.
- Tadepalli, R. (1990). "Study of collapse behavior during inundation". M. Sc. Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask. Canada, 276pp.
- Tandjiria, V The C.; Low B. (2000). "Reliability analysis of laterally loaded piles using response surface methods", *Structural Safety*, Vol. 22, pp. 335-355.
- Tandjiria, V The C.; Low B. (2000). "Reliability analysis of laterally loaded piles using response surface methods", *Structural Safety*, Vol. 22, pp. 335-355.
- Tang, W. (1997). "Correlation, Multiple RV's, and System Reliability", en *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, Fenton G. (Ed), ASCE GeoLogan'97 Conference, Logan, Utah, pp. 39-50.

- Teruggi, M. (1955). "Algunas observaciones microscópicas sobre vidrio volcánico ópalo orgánicos en sedimentos pampeanos". Museo de La Plata, N° V pp. 17-26.
- Teruggi, M. E. (1957). "The nature and Origin of Argentinean Loess". Journal of Sed. Petrol. 27, pp. 323-332.
- Teruggi, M.E. y Imbellone, P.A. (1992). Loess deposits and palaeosols of the Argentine Pampa. Occasional Paper for the Department of Geography. University of Leicester. N° 23: 6-11.
- Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction". Geotechnique, Vol. 5, No. 4, pp. 297-326.
- Terzaghi, K. y Peck, R. (1967). "Soil mechanics in engineering practice", 2nd
- Terzaghi, K. y Peck, R. (1948). "Soil mechanics in engineering practice". Ed.
- Terzariol, R. y Abbona, P. (1992). "Interacción Suelo Estructura para el Diseño de Cañerías Enterradas en Suelos Loésicos", Consejo de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Provincia de Córdoba-Argentina. Proy. 2543/92, pp. 1-58.
- Terzariol, R.; Ravenna, N. y Rivas, M. (2006). "Determinación del coeficiente de reacción horizontal para el diseño de pilotes en suelos colapsables". XVI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (XVI CAMSIG), Septiembre, San Juan, Argentina.
- Terzariol, R.; Ravenna, N. y Rivas, M. (2006). "Pilotes sometidos a sollicitaciones laterales en suelos loésicos de la Republica Argentina". XII COBRAMSEG 2006, Agosto, Curitiba, Brasil.
- Timoshenko, S. (1930). "Strength of materials", Part II, D. Van Nostrand Co., Inc., New York.
- Touma F. y Reese, L (1974). "Behavior of bored piles in Sand". Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 100 N° GT7, pp. 749-761.
- Towsend, F. Anderson B. Rahelison, L. (2001). Evaluation of FEM engineering parameters from in situ tests ". Florida Department of transportation RPWO – 14.
- United State Army Corp of Engineering, USACE (1991). "Design of Pile Foundations" Engineer Manual. EM 1110-2-2906 pp. 4-10.
- United State Army Corp of Engineering, USACE (1993). "Design of Pile Foundations" Engineer Manual-Actualization. EM 1110-2-2906 pp. 4-10.
- United State Army Corp of Engineering, USACE (1997). Introduction to probability and reliability methods for use in Geotechnical Engineering. ETL 1110-2-547
- Vanmarcke, E. (1977). "Probabilistic Modeling of Soil Profiles", Journal of Geotechnical Engineering Division (ASCE), N° 103, Vol.11, Nov, pp.1227-1246.
- Vesic, A. (1972). "Expansion of cavities in infinite soil mass". Journal if the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 98, 265-290, en Schnaid, 1990.
- Vesic, A.B. (1962). "Bending of beams resting on isotropic elastic solid". ASCE Journal of Engineering Mechanics Division, Vol. 87, pp. 55-53.
- Vessic, A. (1977). "Design of pile foundation". National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice N° 42. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Vijayvergiya, V. N., and Focht, J. A. (1972). "A new way to predict the capacity of piles in clay." 4th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 2, pp. 865-874.
- Wang, Y. y O'Rourke, D. (2007). "Interpretation of Secant Shear Modulus Degradation Characteristics from Pressuremeter Tests". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, Issue 12, pp. 1556-1566 (December 2007)
- Wenbing Yu\*, Yuanming Lai, Yuanlin Zhu, Haipeng Li, Jianming Zhang, Xuefu Zhang, Shujuan Zhang (2002). "In situ determination of mechanical properties of frozen soils with the pressuremeter". Cold Regions Science and Technology Elsevier Science, Vol.:34, pp. 179-189.
- Wesselink, B.; Murff, J.; Randolph, M.; Nunez, I. y Hyden, A. (1988). "Analysis of centrifuge model test data from laterally loaded piles in calcareous sand", Engineering for calcareous sediments, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 261-270.

- Whitman, R. (1984). "Evaluating calculated risk in geotechnical engineering", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, N°110, Feb. pp. 145-188.
- Wilson, S. D. y Hilt, D. E. (1967). "How to determine lateral load capacity of piles". *Wood preserving News*, pp. 12-17.
- Winkler, E. (1867). "Die Lehre Von Elastizitat and Festigkeit", p. 182, Prague.
- Withers, N.; Howie, J. Hughes, J. Y Robertson P. (1989). Performance an analysis of cone pressuremeter test in sands. *Geotechnique*, Vol 39, pp. 433-454. En Yu, 1993.
- Wood, M. D. (1991). "Soil behaviour and critical state soil mechanics". Cambridge University Press. England.
- Wroth, C. (1982). "British experience with the selfboring pressuremeter". Proc. 1st Symp. Pressuremeter and its Marine Applications, Paris. 143-164
- Yang, Z y Jeremil, B. (2002). "Numerical analysis of pile behavior under lateral loads in layered elastic-plastic soils", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, No 26, pp. 1385-1406.
- Yao, M. (1996). "A study of the effect of length to diameter ratio on the results of pressuremeter tests". Ms. Cs. Thesis. University of Oxford. Wolfson College. 1990.
- Yu, H. (1990). "Cavity expansion theory and its application to the analysis of pressuremeters". Ph. D. Thesis. University of Oxford. St. Anne's College. 1990.
- Yu, H. (1993). "Cavity expansion en heavily OC clays under fully drained loading conditions". Unpublished notes. The university of Newcastle. NSW 2308, Australia. En Yu, 2000.
- Yu, H. (2000). "Cavity expansion theory in geomechanics". Kluwer Academic Publishers.
- Yu, H. y Carter, J. (2002). "Rigorous Similarity Solutions for Cavity Expansion in Cohesive-Frictional Soils". *The International Journal of Geomechanics*, Vol. 2, Number 2, 233-258.
- Yu, H. y Collins I. (1998). "Analisis of self-boring pressuremeter test In overconsolidated clays". *Getechnique*, 42(2), 689-693. En Yu, H.S. (2000).
- Yu, H. y Houlsby, G (1991). "Finite cavity expansion in dilatant soil: Loading analysis". *Geotechnique*, Vol. 41, pp. 173-183. En Yu, 1993.
- Yu, H. y Houlsby, G. (1990). "A new finite element formulation for one dimensional analysis of elastic plastic materials". *Computers and Geotechnics*. Vol. 9, pp.225-241.
- Yu, H. y Mitchell, J. (1998). "Analisis of cone resistance: review of methods". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124 (2), 140-149.
- Yu, H.; Schnaid, F. y Collins, I. (1996). "Analysis of cone pressuremeter test in sands". *Journal of Geotechnical engineering*, August, Pp 623-631.
- Yu, W.; Lai, Y.; Zhu, Y.; Li, H.; Zhang, J.; Zhang, X. y Zhang, S. (2002). "In situ determination of mechanical properties of frozen soils with the pressuremeter". *Cold Regions Science and Technology* Vol. 34 pp. 179- 189
- Yun-mei Hsiung (2003). "Theoretical Elastic-Plastic solution for laterally loaded Piles" *Journal of Geotechnical an Geoenvironmental Engineering*. Vol. 129, N° 5, pp. 475-481
- Yun-mei Hsiung and Ya-ling Chen, (1997). "Simplified Method for Analysing Laterally Loaded Single Piles in Clays" *Journal of Geotechnical an Geoenvironmental Engineering*. Vol. 113, N° 11, pp. 1018-1029.
- Zárate, M.A. (2003). *Loess of southern South America*. Quaternary Science Reviews. PERGAMON. 22: 1987-2006.
- Zeballos, M. y Redolfi, E. (1996). "Estimación de superficies de estado en suelos loéssicos". *Encuentro de Geotécnicos Argentinos*. Agosto 1996. Córdoba, Argentina.
- Zeballos, M.; Redolfi, E. y Blundo, M. (1997). Estimación de asentamientos inducidos por variaciones del nivel freático. *Proceedings of the "Encuentro de Geotécnicos Argentinos."* Noviembre 1997. Córdoba, Argentina.
- Zeevaert, L. (1973). "Foundation engineering for difficult subsoil conditions". Ed. Van Nostrand Reinhold Company, New York.
- Zhang, L.; Silva, F. y Grismala, R. (2005). "Ultimate Lateral Resistance to Piles in Cohesionless Soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. Vol. 131, No. 1, January 1.

- Zhaohui Yang y Boris Jeremic, (2002). "Numerical análisis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic plastic soils". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26: 1385-1406
- Zhaohui Yang y Boris Jeremic, (2005). "Study of Soil Layering Effects on Lateral Loading Behavior of Piles". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 6, June, 762-770
- Zhu H. y Chang, M. (2002) "Load Transfer Curves along Bored Piles Considering Modulus Degradation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, N° 9, Vol. 128, September, pp. 764-774.
- Zur, A. y Wiseman, G. (1973). "A Study of Collapse Phenomena of an Undisturbed Loess". *Proc. Of the 8° International Conference on Soil Mechanics an Foundation Engineering*, Moscú, URSS. Vol. 2.2, Session 4/43, pp.265-268.

## Lista de Símbolos

### AI.1 Símbolos en minúscula

$a$  = coeficiente  
 $a$  = radio de la cavidad  
 $a$  = radio de la perforación  
 $c$  = cohesión aparente  
 $c_\alpha$  y  $c_\beta$  = coeficientes de la curva de expansión  
 $c_u$  = resistencia al corte no drenada  
 $d$  = diámetro del pilote  
 $e$  = excentricidad de la carga aplicada.  
 $h$  = profundidad considerada  
 $h$  = profundidad a la cual se considera el centro de la expansión.  
 $h_{p,m}$  = alturas en la cuña considerada  
 $k$  = módulo de la fundación  
 $k$  = módulo de rigidez del suelo  
 $k$  = rigidez del resorte  
 $k_\infty$  = coeficiente de reacción lateral correspondiente a un pilote de longitud infinita  
 $k$  = coeficiente que depende de las propiedades mecánicas del suelo y de la presión máxima alcanzada en el ensayo  
 $k_0$  = coeficiente de reposo de las tierras  
 $k_h$  = módulo de reacción horizontal  
 $k_{h(HN)}$  = módulo de reacción lateral con la profundidad para suelos con humedad natural  
 $k_{h(SAT)}$  = módulo de reacción lateral con la profundidad para suelos próximo a la saturación  
 $m$  = módulo de rigidez del suelo para un valor finito de  $B/h$ .  
 $m_h$  = pendiente de variación de  $k_h$   
 $n$  = coeficiente adimensional cuyo valor es 1.5 para pilotes delgados y 1 para pilotes gruesos.  
 $n$  = coeficiente arbitrario que define el comportamiento del módulo del suelo en profundidad  
 $n$  = coeficiente de ajuste  
 $n$  = coeficiente que afecta al exponente del segundo tramo de curvas  $p$ - $y$   
 $n$  = número de eventos  
 $n$  = parámetro que depende del tipo de instalación y restricción existente en la cabeza del pilote  
 $n$  y  $m$  = factores empíricos.  
 $n$  = exponente de módulo  
 $n$  = relación de la deformación plástica  
 $n_h$  = pendiente de la recta que relaciona el módulo de reacción lateral y la profundidad  
 $n_{\max}$  = número máximo de eventos  
 $p$  = presión desarrollada en el suelo función de la deflexión ( $y$ )  
 $p$  = reacción del suelo  
 $p(f)$  = probabilidad de falla  
 $p^*$  = presión considerada.  
 $p_{\max}^*$  = presión de reacción del suelo máxima caracterizado en el ensayo de expansión  
 $p'$  = presión media efectiva  
 $p$  = presión interior  
 $p$  = tensión media efectiva  
 $p_0$  = presión exterior  
 $p_0$  = presión externa a la cavidad  
 $p_0$  = presión inicial en la determinación del módulo presiométrico

$p_{0a}$  = tramo inicial lineal  
 $p_a$  = presión atmosférica  
 $p_{cd}$  = presión del suelo aplicable a una profundidad superior a la crítica  
 $p_{cr}$  = presión del suelo aplicable desde la superficie hasta una profundidad crítica  
 $p_f$ : presión denominada de fluencia  
 $p_l$  = presión límite  
 $p_{P1}$  = resistencia en el frente del pilote (  
 $p_{P2}$  = resistencia según dos planos verticales a los lados del mismo  
 $p_u$  = menor valor entre las ecuaciones  
 $p_u$  = resistencia lateral última  
 $p_{xu}$  = presión lateral del suelo  
 $q$  = carga de reacción lateral del suelo sobre el pilote  
 $q$  = carga unitaria perpendicular al eje del pilote  
 $q$  = esfuerzo de corte  
 $q_c$  = resistencia de cono  
 $q_s$  = capacidad de fricción lateral del pilote  
 $q_{ult}$  = esfuerzo de corte último  
 $q_{ult}$  = tensión de corte última.  
 $r$  = radio  
 $r_0$  = radio inicial de la perforación ejecutada para el ensayo presiométrico  
 $r_0$  = radio inicial de la perforación ejecutada para el ensayo presiométrico  
 $s$  = pendiente del tramo de endurecimiento  
 $s_u$  = resistencia la corte no drenado del suelo  
 $s_u(\varepsilon)$  = resistencia al corte como función del estado de deformación  
 $u_l$  = desplazamiento de la pared de la cavidad.  
 $u_a$  = desplazamiento en la pared de la cavidad  
 $v_0$  = volumen inicial de la cavidad antes de la expansión.  
 $v_f$ ;  $v_0$  = volumen final e inicial de la cavidad  
 $v_s$ : velocidad de ondas de corte  
 $w$  = contenido de humedad natural gravimétrica  
 $w$  = variable independiente función del radio máximo alcanzado antes de comenzar la descarga  
 $x$  = profundidad  
 $y$  = deflexión del pilote  
 $y$  = flecha  
 $y$  = función de la deflexión  
 $y_0$  = deflexión bajo carga de servicio  
 $y_b$  y  $p_b$  = nivel de deflexión y reacción del suelo al cual se produce el cambio de comportamiento exponencial a lineal, respectivamente  
 $y_c$  = deflexión crítica  
 $y_k$  = deflexión al final del tramo lineal inicial  
 $z$  = profundidad a la cual se pretende obtener la curva  $p$ - $y$   
 $z$  = profundidad del pilote  
 $z$  = profundidad por debajo de la superficie a la cual se obtiene la curva  $p$ - $y$

## **AI.2 Símbolos en mayúscula**

$A$  y  $B$  = parámetros del suelo  
 $A_y$  = coeficiente de deflexión para la fuerza horizontal  
 $B$  = ancho o diámetro del pilote.  
 $B_y$  = coeficiente de deflexión para el momento aplicado  
 $C$  = capacidad  
 $C$  = número adimensional que depende de las características de compacidad del suelo (400 a 1000 en arenas sueltas a densas respectivamente)  
 $C.U$  = clasificación unificada del suelo

$C_l$  = esfuerzo de corte en la superficie del terreno  
 $C_I$  = constante de integración que se calibra con los resultados experimentales  
 $Cov$  = coeficiente de variación  
 $COV$  = coeficiente de variación  
 $D$  = demanda  
 $D$  = diámetro del pilote  
 $D$  = longitud total del pilote  
 $D$  = constante del material  
 $E$  = módulo de elasticidad del pilote  
 $E$  = módulo de elasticidad  
 $E$  = elemento diferencial  
 $E$  = módulo de Young  
 $E_{edom}$ : módulo edométrico  
 $E_i$  = módulo de elasticidad en la solución analítica en medio elástico que calibra a la pendiente inicial de ensayo minipresiométrico  
 $E_m$  = módulo presiométrico  
 $E_{MPs}$  = módulo minipresiométrico secante  
 $E_p$  = módulo de elasticidad de pilote  
 $E_p$  = módulo presiométrico  
 $E_s$  = módulo secante del suelo  
 $M$  = Margen de Seguridad  
 $E_s$  = módulo de elasticidad del suelo  
 $E_{T50}$  = módulo volumétrico tangente al 50% de carga máxima  
 $E_{ti}$  = Modulo tangente inicial  
 $F'_{\rho}$  = función de la relación entre el corte y la carga lateral última  
 $FDP$  = Funciones de Densidad Probabilística  
 $F_l$  = valor máximo desarrollado por fricción  
 $FS$  = Factores de Seguridad  
 $G$  = módulo de corte  
 $G_i$  = módulo tangente inicial  
 $G_{max}$  = módulo de corte máximo  
 $G_r$  = módulo de corte obtenido con el ensayo presiométrico  
 $G_{ru}$  = módulo en recarga-descarga  
 $G_{ur}$  = módulo en descarga-recarga  
 $Hu$  = carga última horizontal  
 $I$  = momento de inercia del pilote  
 $I'_{\rho H}$  y  $I'_{\rho M}$  = dependen del módulo de elasticidad del pilote, el momento de inercia, el coeficiente de reacción lateral y la longitud del pilote y  
 $I$  = momento de inercia de la sección  
 $I_p$  = momento de inercia de la sección del pilote  
 $I_p$  = momento de inercia del pilote  
 $I_s$  = relación entre el módulo de corte y la presión efectiva media inicial  
 $K$  = coeficiente que depende del coeficiente de presión lateral en reposo ( $K_0$ ) y del tipo de pilote  
 $K_0$  = coeficiente de presión de las tierras en reposo  
 $K_{0I}$  = coeficiente de reacción horizontal del suelo por unidad de área para un plato circular de área unitaria  
 $K_{br}$  = coeficiente obtenido de gráficos empírico  
 $K_G$  = número del módulo  
 $K_p$  = coeficiente de empuje pasivo ( $K_p = tg^2(45^\circ + \phi/2)$ )  
 $K_p$  = coeficiente de presión pasiva de las tierras  
 $K_p$  = coeficiente pasivo de presión de suelo de Ranking

$K_q$  y  $K_c$  = coeficientes que dependen del ángulo de fricción  $\phi$  y la relación  $x/B$   $H_{cal_{ult}}$  = carga última horizontal calculada

$L$  = longitud del pilote

$L_e$  = longitud efectiva

$M$  = momento flector

$M$  = número adimensional que depende del coeficiente de presión pasivo movilizado paralelo a la cara del pilote

$M_{100}$ : módulo edométrico a 100 kPa

$M_A$  = factor de forma adimensional

$M_C$  = momento característico

$M_{edoh}$  = módulo edométrico a 100 kPa en dirección horizontal

$M_{edov}$  = módulo edométrico a 100 kPa en dirección vertical

MEF = método de elementos finitos

$M_g$  = momento aplicado a nivel de superficie.

$M_{max}$  = momento máximo

$M_{MPi}$  = módulo minipresiométrico inicial

$M_t$  = momento flector actuante

$M_u$  = momento máximo

$N$  = número de golpes del ensayo de penetración estándar

$N$  = relación de tensión plástica

$N_h$  = coeficiente de reacción lateral del suelo

$P$  = carga horizontal aplicada a la cabeza del pilote

$P_C$  = fuerza horizontal característica

$P_{fn}$  = presión de fractura nodular

$P_t$  = la carga actuante

$P_u$  = carga horizontal última

$P_u$  = carga lateral máxima

$P_u$  = carga última horizontal

$Q$  = esfuerzo de corte

$Q_g$  = carga horizontal aplicada a la cabeza del pilote.

$Q_u$  = carga última horizontal

$Q-\Delta$  = curva carga-deformación

$R_d$  = densidad relativa

$R_I$  = relación entre el momento de inercia del pilote con el momento de inercia de una sección circular sólida,

$S$  = pendiente

$S_f$  = factor de forma que se igual a 1 si el pilote es cuadrado e igual a  $\pi/4$  si el pilote es circular

$S_r$  = grado de saturación

$S_r$  = grado de saturación inicial

$S_t$  = factor de forma que igual a 2 para pilotes cuadrados e igual a 1 para secciones circulares

$S_u$  = esfuerzo de corte no drenado

$T$  = relación entre la rigidez del suelo y la rigidez del pilote

$V$  = esfuerzo de corte

$V_0$  = volumen inicial

$V_m$  = volumen medio

$Z$  = relación entre módulo flexural del pilote y el módulo del suelo

### **AI.3 Símbolos en minúscula (letras griegas)**

$\alpha$  = coeficiente empírico de la cura de calibración para el ensayo minipresiométrico

$\alpha$  = coeficiente que depende de la estructuración del suelo

$\beta$  = índice de confiabilidad

$\chi_1$  = coeficiente

$\delta$  = coeficiente que depende de la rugosidad del pilote

$\delta_d$  = magnitud de deformación direccional

$\delta_r$  = máximo coeficiente de colapsabilidad

$\varepsilon$  = deformación de la cavidad

$\varepsilon$  = deformación volumétrica unitaria porcentual

$\varepsilon_{50}$  = deformación al 50% del esfuerzo último

$\varepsilon_c = (a - a_0)/a_0$  es la deformación unitaria de la cavidad

$\varepsilon_c$  = deformación de la cavidad

$\varepsilon_{cmax}$  = máxima deformación en la cavidad al comienzo de la fase de descarga

$\varepsilon_{hn}$  = deformación unitaria a humedad natural en el ensayo edométrico

$\varepsilon_{sat}$ : deformación unitaria saturado en el ensayo edométrico

$\varepsilon_v, \varepsilon_h$  = deformación unitaria porcentual sobre muestras ensayadas en dirección vertical y horizontal para un nivel de carga  $\sigma_l$

$\varepsilon; \varepsilon_0$  = deformación volumétrica actual e inicial

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo

$\phi_{ps}'$  = ángulo de fricción pico en estado de deformación plana

$\phi_u$ : ángulo de fricción en el ensayo no consolidado no drenado

$\phi_{(z)}$  = función del módulo del suelo

$\gamma$  = deformación por corte

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$\gamma$  = peso unitario del suelo a humedad natural

$\gamma'$  = peso unitario del suelo

$\gamma$  = peso unitario

$\gamma$  = peso unitario efectivo del suelo

$\gamma_d$  = peso unitario seco

$\gamma_{di}$  = peso unitario seco inicial

$\gamma^p$  = deformación por corte plástica

$\gamma^p$  = deformación plástica por corte

$\gamma_{sum}$  = peso unitario sumergido

$\eta$  = factor de forma que considera la distribución de presión en frente del pilote

$\eta$  = factor de resistencia lateral que tiene en cuenta el efecto de la rugosidad de la superficie del pilote

$\eta$  = factor que depende del suelo, es igual a 0 para suelos arenosos en la superficie y se incrementa linealmente hasta 1,5 para una profundidad crítica estimada a 4 veces el diámetro.

$\eta$  = relación entre el módulo de reacción lateral del suelo

$\eta^A$  = resistencia viscosa del amortiguador

$\varphi_c$  = ángulo de fricción crítico.

$\kappa$  = coeficiente que contempla la estructuración del suelo.

$\mu_{ln}$  = media logarítmica

$\nu$  = coeficiente de Poisson

$\theta$  = ángulo

$\rho$  = coeficiente de correlación entre la capacidad y la demanda

$\rho$  = densidad de la masa de suelo

$\rho$  = flexibilidad del pilote

$\sigma$  = desviaciones estándar

$\sigma$  = presión interna de la cavidad

$\sigma_\theta$  = tensión circunferencial

$\sigma_{[M]}$  = desviación estándar del margen de seguridad

$\sigma_\theta$  = presión de confinamiento media

$\sigma^c$  = tensión máxima alcanzada al instante de la descarga.

$\sigma_{h0}$  = es la presión horizontal inicial de las tierras

$\sigma_{ln}$  = desviación estándar logarítmica

$\sigma_r, \sigma_z$  y  $\sigma_\theta$  = tensión radial, vertical y circunferencial.

$\sigma_r$  = tensión normal en la dirección radial

$\sigma_s$  = presión límite de la cavidad esférica

$\sigma_v$  = presión vertical

$\sigma_v'$  = tensión vertical efectiva

$\tau_{\rho\theta}$  = tensión de esfuerzo de corte

$\xi$  = factor de forma que considera la colaboración de la resistencia cortante por arrastre en el laterales del pilote

$\psi$  = presión en el interior de la cavidad

$\psi$  = presión en la cavidad

$\psi$  = presión interna de la cavidad

$\psi_u$  = presión interna en la cavidad al comienzo de la descarga.

$\psi, \psi_0$  = son las presiones actual e inicial corregida en el interior de la cavidad

#### **AI.4 Símbolos en mayúscula (letras griegas)**

$\Delta P$  = incrementos de presión

$\Delta r$  = el incremento del radio de la perforación para un presión establecida

$\Delta v$  = incremento de volumen de la cavidad para la presión aplicada  $p^*$

$\Delta V/V = (1 - (a_0/a)^2)$ ,  $a$  = radio actual de la cavidad,  $a_0$  = radio inicial de la cavidad.

$\Delta V/V_0$  = deformación unitaria volumétrica

$\Delta V$  = incremento de volumen

$\Delta\sigma$  = salto de tensión

$\Delta\sigma_r$  = reducción de presión en la cavidad