



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA (MECÁNICA DE SUELOS)

*Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas
de Jurica, Querétaro*

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)**

PRESENTA:

ING. TERESA LÓPEZ LARA

PEPFI, UAQ.

QUERÉTARO, QRO., NOVIEMBRE DE 1995

Nº Adq. H55577

Clas. TS

620.143

L864r

*Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas
de Jurica, Querétaro.*

TESIS

QUE COMO PARTE DE LOS REQUISITOS PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA (MECÁNICA DE SUELOS).

PRESENTA:

ING. TERESA LÓPEZ LARA

DIRIGIDA POR:

M.I. JOSÉ ALFREDO ZEPEDA GARRIDO

JURADO:

M.I. JOSÉ ALFREDO ZEPEDA GARRIDO

Presidente

DR. JAIME HORTA RANGEL

Secretario

DR. ALFREDO PÉREZ GARCÍA

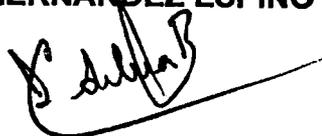
Vocal

M.I. MARÍA DE LA LUZ PÉREZ REA

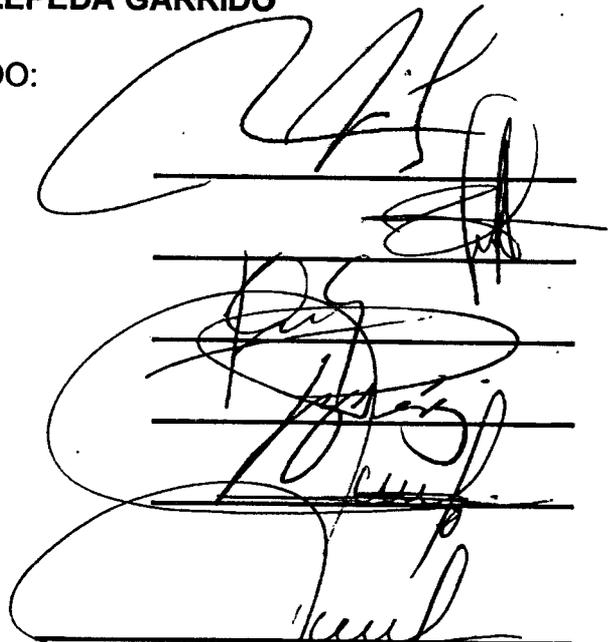
Suplente

M.I. JESÚS HERNÁNDEZ ESPINO

Suplente



M. en C. CARLOS ISAAC SILVA BARRÓN
DIR. ESTUDIOS DE POSGRADO



M.I. JOSÉ JESÚS HERNÁNDEZ ESPINO
DIR. DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

AGRADECIMIENTOS.

Ante todo, agradezco a Dios por darme la oportunidad de alcanzar una meta más en mi vida.

Al M. en I. José Alfredo Zepeda Garrido, Rector de esta Universidad, mi más sincero agradecimiento por apoyarme y orientarme en el transcurso de toda la maestría y, sobre todo, por creer en mí.

Gracias, a mis padres, Héctor López Chávez y Ma. Teresa Lara Mandujano, por darme el mejor ejemplo de la educación y por estar conmigo en las buenas y en las malas. De igual manera a mis hermanos -Martha, Blanca y Héctor- por compartir conmigo los errores y aciertos que hasta hoy, he cometido.

A la M. en I. Ma. de la Luz Pérez Rea y al Sr. Juventino García Becerra por apoyarme, sin condición alguna, en diferentes actividades relacionadas con mi vida profesional.

A todas aquellas personas que me quieren y, en especial, al Ing. Eugenio Hernández Rico por acompañarme, apoyarme y cuidarme -tan noblemente-, siempre.

A mis maestros, amigos y compañeros y a todas esas buenas personas que hicieron posible terminar este trabajo (Gabriel, Dario, Sandro, Sulub, José y Natalia).

En general, a todas las personas que siempre confiaron y confían en mí.

I N D I C E.

Agradecimientos.....	i
Lista de figuras.....	ii
Lista de gráficas.....	ii
Lista de tablas.....	iii
1. INTRODUCCION.....	3
1.1 ANTECEDENTES.....	3
1.2 JUSTIFICACION.....	3
1.3 OBJETIVOS.....	5
2. SUELOS EXPANSIVOS.....	6
2.1 DEFINICION.....	6
2.2 ZONAS EN DONDE SE PRESENTAN LOS SUELOS EXPANSIVOS....	6
2.3 FENOMENO DE LA EXPANSION.....	7
2.4 MINERALOGIA.....	8
2.5 ORIGEN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.....	8
2.6 IDENTIFICACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.....	9
2.7 PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.....	9
2.8 PROPIEDADES INDICE DE SUELOS EXPANSIVOS DE LA REPUBLICA MEXICANA.....	11
2.9 PROPIEDADES INGENIERILES DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS.	12
3. SUCCION EN SUELOS.....	13
3.1 ESTADO DEL AGUA EN EL SUELO.....	13
3.2 DEFINICION DE SUCCION.....	14
3.3 DISPOSITIVOS EXPERIMENTALES PARA MEDIR LA SUCCION...	16
4. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	19
4.1 PARAMETROS DE RESISTENCIA.....	19
4.2 PERMEABILIDAD Y FLUJO DE AGUA EN SUELOS EXPANSIVOS.	20
4.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS.....	21
4.4 MEDIDA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE SUELOS EN LABORATORIO.....	21
4.4.1 CORTE DIRECTO.....	21
4.4.2 CORTE CIRCULAR.....	22
4.4.3 APARATOS DE CORTE SIMPLE.....	22

4.4.4	APARATOS TRIAXIALES.....	23
4.4.5	PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE.....	25
4.4.6	PRUEBA EDOMETRICA O DE CONSOLIDACION.....	26
4.5	MEDIDA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS "IN SITU".....	26
4.5.1	ENSAYO DE CORTE "IN SITU".....	26
4.5.2	ENSAYO DE CARGA SOBRE PLACA.....	26
4.5.3	ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR.....	26
4.5.4	ENSAYO DEL CONO HOLANDES.....	27
4.5.5	VELETA.....	27
4.5.6	PENETRÓMETRO DE BOLSILLO.....	29
4.5.7	PENETRÓMETRO PROCTOR.....	29
4.5.8	APARATO "RIMAC".....	31
4.5.9	APARATO DE CORTE BOREHOLE.....	31
4.6	REMOLDEO Y PERTURBACION.....	31
5.	TRABAJO DE CAMPO.....	34
5.1	LOCALIZACION DEL LUGAR DE MUESTREO.....	34
5.2	MUESTREO Y PRUEBAS DE CAMPO.....	36
6.	TRABAJO DE LABORATORIO.....	42
6.1	DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO EN ESTADO INALTERADO.....	42
6.2	DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO EN ESTADO REMOLDEADO.....	42
6.3	DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL SUELO, IN SITU Y EN ESTADO REMOLDEADO, UTILIZANDO EL TORCÓMETRO Y PENETRÓMETRO DE BOLSILLO	45
6.4	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN UN SUELO ARCILLOSO EN ESTADO REMOLDEADO CON DIFERENTES HUMEDADES.....	50
6.5	DETERMINACION DE LA SUCCION DEL SUELO.....	51
6.6	DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES INDICE.....	53
7.	RESULTADOS.....	54
8.	CONCLUSIONES.....	105
9.	RECOMENDACIONES.....	108
10.	BIBLIOGRAFIA.....	110

1 INTRODUCCION.

1.1 ANTECEDENTES.

El estudio de los suelos expansivos ha cobrado gran importancia en la actualidad; muchos países se ven afectados por estos suelos y México no es la excepción. Con el crecimiento de las ciudades se ha puesto de manifiesto este problema y por consiguiente se han canalizado recursos hacia la investigación en esta área.

Los asentamientos que sufren las estructuras debido a las deformaciones que provocan los aumentos de carga sobre el suelo que las soporta, fueron identificados, generalmente, como las causas de los daños en las estructuras; sin embargo, el U.S. Bureau of Reclamation fue el primero en reconocer, en 1938, el problema de la expansión de los suelos cuando intervino en el proyecto Owyhee en Oregón, en la cimentación para un sifón de acero.

La primera reunión internacional que abordó el tema de los suelos expansivos tuvo lugar en la Universidad de Texas A & M, EE.UU. en 1965, a la que le siguieron otras similares en 1969, 1973, 1980, 1984 y 1992 en diferentes ciudades del mundo.

Sin embargo, el fenómeno de los suelos expansivos no se ha aclarado totalmente; cada investigador difiere con otros en algunas concepciones acerca de éste. Fredlund, Hasan y Fison (1980) cuentan dieciocho métodos diferentes presentados entre 1957 y 1980 para predecir el cambio volumétrico en el suelo.

En México, la investigación sobre suelos expansivos es reciente; en 1983, la Universidad Autónoma de Querétaro inició una línea de investigación tendiente a desarrollar conocimientos para atender la problemática originada por estos suelos en muchas regiones del país, y en particular a la ciudad de Querétaro.

1.2 JUSTIFICACION.

Potencialmente los suelos expansivos pueden encontrarse en casi cualquier lugar del mundo. En los países subdesarrollados, muchos de los problemas de los suelos expansivos no han sido reconocidos. Es de esperarse que se descubrirán más regiones de suelos expansivos con el aumento de la cantidad de construcciones cada año, Ref. 6.

Jones y Holtz (1973) estimaron los daños atribuidos a movimientos de suelos expansivos como sigue:

<i>CATEGORIA DE LA CONSTRUCCION</i>	<i>ESTIMACION ANUAL PROMEDIO DE PERDIDAS, EN MILLONES DE DOLARES.</i>
Casas unifamiliares	300
Edificios comerciales	360
Edificios de varios pisos	80
Banquetas, andadores y áreas de estacionamiento	110
Carreteras y calles	1,140
Servicios subterráneos e instalaciones	100
Aeropuertos	40
Deslizamientos de tierra urbanos	25
Otros	<u>100</u>
TOTAL	2,255

De acuerdo a la estimación anterior, los daños por suelos expansivos exceden al promedio anual de los daños causados por inundaciones, huracanes, sismos y tornados.

En áreas de suelos expansivos, los suelos son generalmente firmes y la posibilidad de que las estructuras ligeras se agrieten, debido a asentamientos, es muy remota. En la mayoría de los casos donde se desarrollan grietas horizontales o verticales en muros de sótanos, se sospecha de problemas de presión de tierra. Las grietas diagonales que se desarrollan bajo las ventanas y arriba de puertas son un fuerte indicativo de movimientos de expansión.

Posiblemente, la mayoría de las grietas y movimientos en estructuras ligeras serán debidos a suelos expansivos; sin embargo, no debemos descuidar otros aspectos que pueden provocar movimientos en la cimentación, Ref. 6. Aproximadamente un 12% de la superficie del país está cubierta por depósitos arcillosos potencialmente expansivos, dentro de esta área se encuentra Querétaro.

Por otro lado, la capacidad de carga y la estabilidad de taludes en suelos arcillosos depende, en gran medida, de su resistencia a lo largo de los planos de debilidad en donde el agua entra y sale del suelo durante todo el año. Las grietas controlan la ruta y posición por donde accesa el agua del suelo; así como su deformación y resistencia de la masa (Ref: 14). Llevar a cabo

especímenes de suelo arcilloso en estado remoldeado, conociendo el peso específico de la zona aproximadamente, nos ayudaría en la determinación de la resistencia evitándonos la dificultad para labrarlas cuando existe agrietamiento y materia orgánica; de antemano se tendrá que aplicar algún factor de corrección una vez que se observe la resistencia en estado inalterado en un número de pruebas que se considere necesario.

1.3 OBJETIVOS.

1. Se medirá y correlacionará la resistencia al corte del suelo en estado inalterado y remoldeado obtenido a la profundidad de 1.5 m mediante compresión simple, torcómetro y penetrómetro de bolsillo.

2. Se pretende determinar y observar la resistencia al corte en suelos expansivos en estado inalterado y remoldeado, obtenidos a la profundidad de 1.5 m, mediante compresión simple; manteniendo constante el peso específico húmedo y la humedad de cada sondeo, para suelos en estado remoldeado.

3. Además, se analizará el comportamiento de la resistencia al esfuerzo cortante, mediante compresión simple, de un suelo, en estado remoldeado, con la humedad, manteniendo el peso específico húmedo constante.

4. Se pretenden continuar y recopilar los trabajos ya realizados para mostrar la variación de succión vs profundidad mensualmente; además de registrar sus propiedades índice con sus respectivos perfiles estratigráficos. Las profundidades de estudio tanto para propiedades índice y succión son a cada 0.5m hasta los 3m. ; lo anterior está dentro de uno de los objetivos de la línea de investigación que la Universidad Autónoma de Querétaro ha venido realizando desde 1983 sobre la determinación de la Capa Activa.

Todo esto con el propósito de disminuir, en lo posible, las incertidumbres sobre el comportamiento del suelo expansivo y, por consiguiente, de encontrar mejores soluciones de cimentación.

2. SUELOS EXPANSIVOS.

2.1 DEFINICIÓN.

Se entiende por suelo expansivo como aquel que es susceptible de sufrir cambios volumétricos por cambios de humedad; puede decirse que se originan por la presencia de un suelo arcilloso con mineral montmorilonita y un clima semiárido, donde la evapotranspiración potencial media anual es mayor que la precipitación media anual.

2.2 ZONAS EN DONDE SE PRESENTAN LOS SUELOS EXPANSIVOS.

Los suelos expansivos se presentan en regiones con depósitos de arcilla donde ocurren variaciones significativas de humedad: en zonas como las monzónicas, con estaciones muy diferentes, y en las zonas semidesérticas en las cuales se alternan extensas temporadas de sequía con pequeños períodos de precipitación. En especial, los suelos expansivos se encuentran en las zonas semiáridas de las regiones con clima templado y tropical. En estos lugares la evapotranspiración anual es mayor que la precipitación anual.

Entre los muchos países que tienen el problema de los suelos expansivos están: México, Canada, Estados Unidos, Venezuela, Colombia, Costa Rica, Ecuador, Perú, Argentina, Brasil, Cuba. En Sudáfrica, Angola, Mozambique, Kenia, Argelia, Marruecos, Ghana, Israel, Turquía, Irán, Irak, India, Australia, etc; ver fig. 2.2.1.

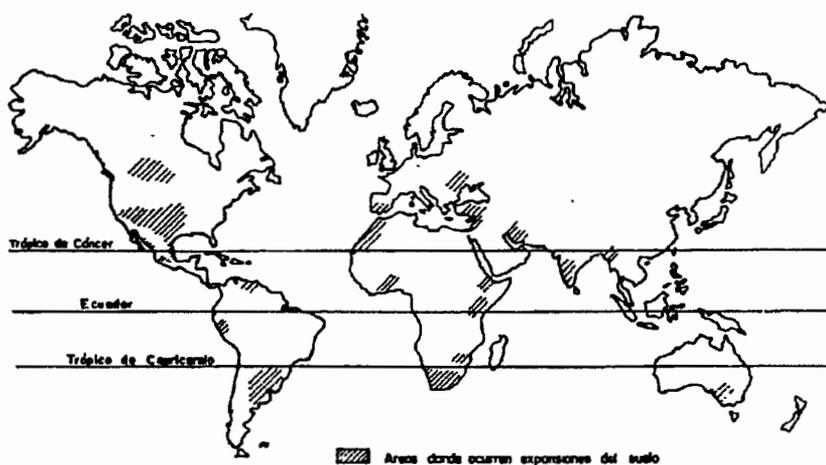


Fig. 2.2.1 Distribución de las zonas de suelos expansivos. (Modificado por G.W. Donaldson, 1969 y, Zepeda y Castañeda, 1987).

En México varias regiones como en los estados de Querétaro,

ejemplo, en las arcillas de la Ciudad de México, se presentan expansiones que deben tomarse en consideración, para desarrollar un procedimiento constructivo que se encargue de evitar, en lo posible, las expansiones.

El fenómeno capilar que se presenta en los suelos es una causa de un aumento de los esfuerzos efectivos (intergranulares); cuando en un suelo, como las arcillas, se pierde el agua por un proceso de evaporación, se genera la tensión capilar que provoca la contracción del suelo. Una vez que el suelo ha disminuído su volumen por secado, también podrá aumentar dicho volumen si se restituye agua a dicho suelo, la cual romperá el efecto de la tensión capilar (Ref 26).

2.4 MINERALOGIA.

Dependiendo de los minerales de las arcillas, éstas se clasifican en caolinitas, montmorilonitas e ilitas. Las montmorilonitas son las dominantes en el problema de los suelos expansivos.

Las montmorilonitas están formadas por una lámina alumínica entre dos silícicas cuyos enlaces son débiles, por este motivo se facilita la entrada de las moléculas del agua en su estructura reticular; esto debido a la naturaleza dipolar de dichas moléculas. En estas condiciones, los cristales arcillosos se hinchan, Ref. 3.

Los suelos arcillosos experimentan variaciones de volumen según el contenido de agua, correlativas con las variaciones de la presión de poro y con los esfuerzos efectivos. Estas variaciones serán tanto más importantes cuanto mayor sea la proporción de partículas inferiores a 2μ , y también en la medida en que sea más activa la especie mineralógica componente de esta fracción (montmorilonita, atapulgita, etc.).

2.5 ORIGEN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.

Donaldson (1969) clasificó en dos grupos los materiales que pueden dar origen a suelos expansivos. El primer grupo comprende las rocas ígneas básicas, como los basaltos y los gabros. En los suelos expansivos, los minerales como el feldespato y el piroxeno de las rocas madre se descomponen para formar montmorilonita y otros minerales secundarios.

El segundo grupo comprende las rocas sedimentarias que contienen montmorilonita como constituyente, el cual se desintegra mecánicamente para formar suelos expansivos.

La Ciudad de México tiene fama mundial por sus problemas de asentamientos y a la fecha las arcillas expansivas en México no se han considerado como un problema serio. Sin embargo, existen muchas ciudades en el territorio que tienen suelos expansivos, que han causado daños no cuantificados pero seguramente considerables y que potencialmente, con el crecimiento de las ciudades, serán más serios.

2.6 IDENTIFICACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.

Se tienen tres métodos diferentes para clasificar la potencialidad de expansión de los suelos. El primero se refiere a la *identificación mineralógica*, la cual puede utilizarse en la evaluación del material, pero no es suficiente en sí mismo cuando se trata de suelos naturales. Los diferentes métodos de identificación mineralógica son importantes en un laboratorio de investigación, en la exploración de las propiedades básicas de arcillas, pero son imprácticos y antieconómicos para los ingenieros prácticos.

Otro grupo incluye los *métodos indirectos*, como las propiedades índice, método PVC (potencial de cambio volumétrico) y método de la actividad, los cuales son útiles para evaluar las propiedades de expansión. Ninguno de los métodos indirectos debe ser usado independientemente, pues se puede incurrir en conclusiones erróneas, sin el beneficio de las pruebas directas.

El tercer procedimiento, *método directo*, ofrece mayor información utilizada por el ingeniero práctico. Las pruebas son simples de realizar y no requieren de equipo sofisticado y caro. Sin embargo, se debe tener la precaución de realizar las pruebas sobre un número de muestras conveniente para evitar conclusiones erróneas.

2.7 PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS EXPANSIVOS..

a) **Contenido de agua.** Independientemente del potencial de expansión de un suelo, mientras la humedad de la arcilla permanezca constante, no habrá cambio de volumen; cuando el contenido de agua cambia en la arcilla, entonces pueden ocurrir expansiones tanto en

la dirección vertical como en la horizontal. Leves cambios de humedad, del 1 o 2%, pueden ser suficientes para provocar expansiones inconvenientes. Es sabido que las losas de piso cimentadas sobre suelos expansivos se agrietan más severamente cuando el contenido de agua aumenta ligeramente en forma local.

La humedad inicial del suelo expansivo controla la cantidad de expansión, lo cual es válido para suelos remoldeados o inalterados. Los suelos muy secos, con contenidos naturales de agua menores del 15% generalmente provocan daños; estas arcillas pueden absorber fácilmente humedades del orden del 35%, con los consiguientes daños a las estructuras como resultado de la expansión.

b) **Peso específico seco.** Está directamente relacionado con el contenido de agua. Los suelos con pesos específicos secos mayores de 1.76 ton/m³ generalmente exhiben alto potencial de expansión.

c) **Propiedades índice.** Chen (1975), en base a una amplia experiencia acumulada propone una guía (tabla 2.7.1) para estimar el probable cambio de volumen de suelos expansivos, orientando a los ingenieros para la elección del tipo de cimentación. Por ejemplo, para suelos con un bajo grado de expansión, la cimentación por medio de zapatas superficiales puede ser utilizada, si se refuerza lo suficiente, también se pueden reforzar lo suficiente los muros de cimentación para compensar movimientos ligeros. Para suelos con grado de expansión medio, pueden usarse las zapatas aisladas donde la carga muerta de la estructura pueda concentrarse con intensidades de 1.46 - 2.44 kg/cm². Para suelos con alto a muy alto grado de expansión deben hacerse consideraciones especiales para el tipo de cimentación.

TABLA 2.7.1
DATOS PARA ESTIMAR EL PROBABLE CAMBIO DE
VOLUMEN PARA SUELOS EXPANSIVOS.

DATOS DE LABORATORIO Y CAMPO			Expansión probable, % total de cambio de volumen.	Presión de expansión en kg/cm ² .	Grado de expansión.
% que pasa la malla # 200	Límite líquido en %	Resist. a la penet. estándar, golpes/pie			
> 35	> 60	> 30	> 10	> 9.8	muy alto
60 - 95	40 - 60	20 - 30	3 - 10	1.5 - 9.8	alto
30 - 60	30 - 40	10 - 20	1 - 5	1.5 - 2.5	medio
< 30	< 30	< 30	< 1	0.5	bajo

d) Fatiga de expansión.

Una arcilla que en el consolidómetro se deja expandir completamente y luego se deja secar hasta su contenido de agua inicial para posteriormente saturarse nuevamente, repitiéndose para un número de ciclos, se ha observado que presenta signos de fatiga después de cada ciclo de secado y saturado. La expansión va disminuyendo para cada ciclo.

2.8 PROPIEDADES INDICE DE SUELOS EXPANSIVOS DE LA REPUBLICA MEXICANA.

En base a datos obtenidos de las diversas memorias de las Reuniones Nacionales de Mecánica de Suelos, se elaboró la Carta de Plasticidad de la fig. 2.8.1, en la cual se encuentran caracterizados suelos expansivos de varias ciudades del país (Ref. 24).

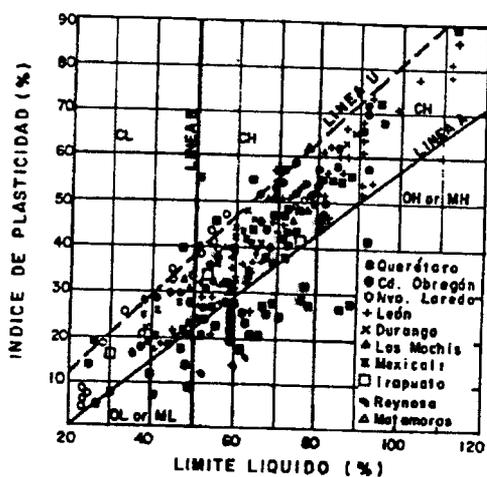


Fig. 2.8.1 Carta de Plasticidad de suelos expansivos de varias ciudades de la República Mexicana, Ref. 24.

En la gráfica puede apreciarse que la mayoría de estos suelos se localizan por encima de la línea A, como corresponde a las arcillas expansivas. La mayor parte de estos suelos tienen alta compresibilidad clasificándose como CH, aunque un número significativo pertenece al grupo CL; con lo que la variación de las propiedades índice, límite líquido e índice plástico, es muy grande. Para el caso de la ciudad de Querétaro, sucede que un número considerable de suelos expansivos quedan ubicados en el grupo MH (Ref. 6), con lo cual se apartan notoriamente de la clasificación general de los suelos reportados.

2.9 PROPIEDADES INGENIERILES DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS.

Dentro de éstas podemos citar las propiedades de la masa de suelo, conductividad, resistencia al esfuerzo cortante, cambio de volumen-compresibilidad, deslizamiento y deformación permanente, curva esfuerzo-deformación; entre otras.

Las grietas controlan la ruta y posición por donde accesa el agua, así como la deformación y resistencia de la masa. Knight utilizó histogramas polares para mostrar las direcciones dominantes del fracturamiento.

Según Lafeber, la dirección de la mínima resistencia se encontró que baja hacia su buzamiento y el eje de máxima resistencia está a lo largo del rumbo. Las propiedades de resistencia estuvieron controladas por la dirección predominante del movimiento y fracturamiento.

Las masas de suelo expansivo se caracterizan por una red extensa de grietas que separan los terrones y peds del suelo, el movimiento del agua ocurre en dos fases:

- a) el agua fluye por las grietas y alrededor de los terrones.
- b) el agua penetra dentro de los terrones.

Después de la época de sequía, el agua fluye, cuando llueve, por las grietas y alrededor de los terrones. El patrón de grietas es indicador de una historia de esfuerzos previa.

La permeabilidad de la masa agrietada (ped y terrones) es la que controla la expansión y contracción del suelo una vez que el agua entre o salga.

La capacidad de carga y la estabilidad de taludes de las arcillas agrietadas dependen de la resistencia del suelo a lo largo de los planos de debilidad en donde el agua entra y sale del suelo (ref. 14).

3. SUCCION EN SUELOS.

3.1 ESTADO DEL AGUA EN EL SUELO.

La diferencia en la energía potencial entre dos puntos provoca una tendencia del agua a fluir dentro del suelo; el movimiento de ésta se genera de donde la energía potencial es mayor a donde es menor. El rango de disminución de energía potencial con la distancia es de hecho la fuerza que causa el flujo.

Un incremento de energía puede verse como el producto de una fuerza por un incremento de distancia. De acuerdo con lo anterior, la fuerza actuando sobre el agua del suelo, dirigida de una zona de mayor potencial a una de menor es igual al gradiente de potencial negativo ($-d\psi/dx$), que es el cambio de energía potencial ψ con la distancia x . El signo negativo indica que la fuerza actúa en la dirección en que disminuye el potencial.

Para la condición hidrostática del suelo, el potencial del agua del suelo (en ausencia de efectos osmóticos) es mayor que el estado de referencia, por tanto será considerado "positivo". En el suelo no saturado, el agua está bajo fuerzas capilares y de adsorción, por tanto su energía potencial es generalmente "negativa" y su presión hidrostática equivalente es menor que la del estado de referencia.

La magnitud del potencial del agua, en cualquier punto, depende no solo de la presión hidrostática sino que está también bajo factores físicos adicionales como elevación (relativa a la elevación de la referencia), concentración de sales y temperatura.

Potencial total del agua del suelo.

Un comité de terminología de física del suelo de la International Society of Soil Science (Aslyng et al., 1963) definió el potencial total del agua de suelo como "la cantidad de trabajo que debe realizarse por cantidad unitaria de agua pura en orden de transportar reversiblemente e isotermicamente una cantidad infinitesimal de agua de un depósito de agua pura a una elevación específica a la presión atmosférica al agua del suelo, en el punto considerado (Aitchison et al., 1965; Hillel, 1971).

Presión capilar en el suelo. Succión pF .

El agua que contiene el suelo por encima del N.A.F. está a presión inferior que la atmosférica, lo cual provoca presiones

intergranulares que tienden a comprimir al suelo, como sucede en las arcillas especialmente; esto es, debido a las fuerzas capilares, la contracción máxima a que se puede llegar por esta acción corresponde al límite de contracción.

El término succión se aplica para designar la diferencia entre la presión del aire contenido en los poros, U_a , y la del agua, U_w .

El pF se define para un suelo como el logaritmo en base 10 de la succión expresada en centímetros de agua. El valor máximo medido del pF es del orden de 7, y corresponde a una arcilla desecada a 110°C . En este documento se trabajarán tanto unidades pF como Mpa.

3.2 DEFINICION DE SUCCION.

El agua del suelo está sujeta a un cierto número de campos de fuerza que provocan diferencia respecto al agua pura y libre. Estos campos de fuerza resultan de la atracción que ejerce la matriz sólida sobre el agua, así como de la presencia de sales y la acción externa de presión de gas y de la gravedad. El potencial total del agua del suelo puede expresarse como la suma de la contribución separada de esos factores.

$$\psi_t = \psi_g + \psi_m + \psi_o + \dots$$

donde ψ_t es el potencial total, ψ_g es el potencial gravitacional, ψ_m el potencial de presión (o mátrico), ψ_o el potencial osmótico, y los puntos suspensivos significan que es posible teóricamente tener términos adicionales.

Potencial Gravitacional.

El potencial gravitacional del agua del suelo en cualquier punto se determina por la elevación del punto respecto a un nivel de referencia arbitrario. Por conveniencia, se coloca el nivel de referencia dentro del suelo o bajo el perfil de suelo considerado de modo que el potencial gravitacional sea siempre positivo a cero.

A la altura Z arriba de la referencia, la energía potencial gravitacional E_g de una masa M de agua, ocupando un volumen V , es

$$\psi_g = gZ$$

y en términos de energía potencial por unidad de volumen

$$\psi = \rho_w g Z$$

El potencial gravitacional es independiente de las condiciones químicas y de presión del agua del suelo, pues depende únicamente de la elevación relativa (Hillel, 1971).

Potencial de Presión (Succión Mátrica).

Cuando el agua del suelo se encuentra bajo presión hidrostática mayor que la atmosférica, se considera que su potencial de presión es positivo. Cuando la presión es menor que la atmosférica, el potencial de presión se toma como negativo. Este potencial de presión negativo se denomina "potencial mátrico" o "succión mátrica", la cual resulta de las fuerzas capilares y de adsorción debido a la matriz del suelo.

De acuerdo al comité de la Sociedad Internacional de Ciencia del Suelo (Aslyng et al., 1963), la succión mátrica se define como "la presión de poro negativa, relativa a la presión externa de un gas sobre el agua del suelo, para la cual una solución idéntica en composición con la solución del suelo debe equilibrarse a través de una pared de membrana porosa con el agua en el suelo".

Existe un factor adicional que puede afectar la presión del agua del suelo, es el posible cambio de la presión del aire ambiental, lo cual en general es un efecto despreciable, pues la presión atmosférica no cambia prácticamente. Sin embargo, en el laboratorio, la aplicación de presión de aire para modificar la succión es práctica común, a este efecto se le denomina como **potencial neumático** (Aslyng et al., 1962).

Potencial Osmótico (Succión Osmótica).

La presencia de sales en el agua del suelo afecta sus propiedades termodinámicas y disminuye su energía potencial. Las sales, en particular, bajan la presión del vapor del agua del suelo (fig. 3.2.1)

En un sistema de equilibrio isotérmico (fig. 3.2.1), la succión mátrica es la diferencia de presión a través de una membrana que separa el agua con las sales en disolución del suelo y la masa de suelo húmedo, la membrana no permite el paso de sólidos o aire; la succión osmótica es la diferencia de presión a través de una membrana semipermeable separando agua pura de la masa del suelo que contiene en su agua las sales en disolución. Una membrana ideal semipermeable es permeable al agua únicamente.

(Posterior a L. A. Richards, 1965)

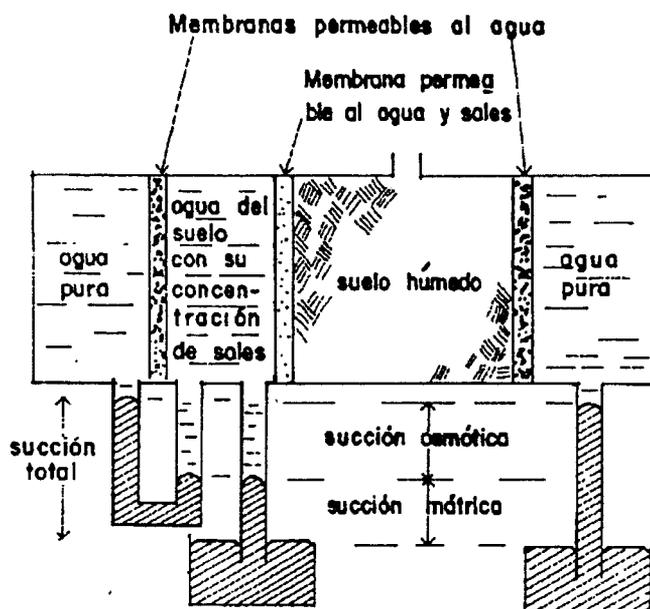


Fig. 3.2.1 Diagrama que muestra la succión osmótica, como resultado de la concentración de sales en el suelo.

3.3 DISPOSITIVOS EXPERIMENTALES PARA MEDIR LA SUCCION.

El método para evaluar la succión en el suelo se elige de acuerdo al rango de mediciones posibles, al lugar -laboratorio o campo- donde se desee obtenerla, al tiempo de respuesta y alteración de la muestra de suelo, a la confiabilidad y al costo.

Algunos métodos de mayor uso son el tensiómetro, el psicrómetro de termopar, la lámina de succión, la lámina de presión, el desecador al vacío y el papel filtro. Los últimos cuatro se utilizan únicamente en Laboratorio, mientras que los otros dos son empleados, además, para medir la succión in situ.

La lámina de presión es aplicable cuando los valores de succión no sobrepasan de 82.7 kPa (850 cm de agua). Cuando el valor de la succión es más grande, es conveniente utilizar las unidades pF, donde pF equivale al $\log(h)$ y h son cm de columna de agua.

La lámina de presión y la lámina de succión trabajan de manera similar: se coloca una membrana en el suelo, a la cual se le aplica una presión neumática positiva, cuando el menisco en el agua permanece estacionario, se ha llegado al equilibrio. El valor negativo de la presión de aire aplicada es equivalente a la succión.

El Desecador de Vacío emplea una cámara hermética y consiste con colocar la muestra de suelo en una placa porosa encima de un depósito parcialmente lleno de ácido sulfúrico u otra solución que mantenga un valor definido de presión de vapor; la cual puede regularse con la concentración de químicos en la solución. El desecador de vacío se limita a mediciones de succión de pF entre 4.8 y 7.

Los tensiómetros constan de una copa porosa de cerámica conectada a través de un tubo a un manómetro; todo el sistema debe estar lleno de agua. La copa porosa se introduce al suelo hasta el nivel deseado, una vez colocada, el agua del interior -que se encuentra originalmente a la presión atmosférica- entra en contacto con el agua del suelo a través de dicha copa. La succión que ejerce el suelo provoca que disminuya la presión en el interior del sistema hasta llegar al equilibrio. La succión se mide con un manómetro el cual puede ser de agua o de mercurio; también puede utilizarse un indicador de vacío o en su caso un transductor de presión.

Cuando el tensiómetro permanece en el suelo por un periodo prolongado, tiende a seguir los cambios de succión mátrica del agua del suelo, pudiendo registrar los cambios que provoca, por ejemplo, la lluvia al aumentar la humedad del suelo.

La copa porosa es permeable tanto al agua como a las sales; por lo tanto el agua del tensiómetro toma la misma concentración de sales que tiene el suelo, así no puede registrar la succión osmótica del agua del suelo. Las mediciones del tensiómetro quedan restringidas a valores de succión mátrica menores de una atmósfera. En la práctica, la mayoría de los tensiómetros se usan a lo más para succiones de aproximadamente 0.8 bar.

El sicrómetro de temopar (efecto Seebeck, Seebeck 1821, Spanner, 1951, Baker et al., 1973) suele ser de 4 cm de largo y 0.5 cm de diámetro, aunque recientemente se han fabricado de 1.2 cm por 0.5 cm, consta de una guía alámbrica eléctrica de 1 a 3 metros.

El siccómetro se introduce en el suelo permitiendo medir tanto la succión como la temperatura. La punta es de cerámica semipermeable que protege a dos hilos conductores metálicos de diámetro muy pequeño, uno de cobre y otro de constantan que se unen en su parte inferior para completar el circuito conductor.

La punta del siccómetro funciona como un termopar y desarrolla una fuerza electromotiva cuando una corriente eléctrica pasa a través de la punta, esto induce un enfriamiento que provoca la condensación de una gota de agua en la junta. El medidor es colocado en el punto de rocío, el cual mantiene la corriente eléctrica generándose el enfriamiento. Así, el calor es removido por la punta y su entorno en la misma proporción; esto continúa hasta que la punta alcanza la temperatura del punto de rocío, sobre la cual cesa la evaporación y la temperatura permanece constante. La corriente necesaria para que la temperatura del punto de rocío permanezca constante es proporcional a la humedad relativa.

Para establecer una correlación entre las lecturas de microvoltaje del siccómetro y la succión del suelo, se realizan calibraciones entre la humedad relativa, microvoltajes del siccómetro y la humedad relativa con succión del suelo (Wray, 1984). Los siccómetros resultan confiables para rangos de pF entre 3 y 4.7 y se han usado hasta valores de pF=6.2 (Wray, 1984; Mc. Keen, 1980).

El método del Papel filtro es un método indirecto, simple y de bajo costo, para medir la succión del suelo. Este método fué propuesto por Gardner en 1936; posteriormente fué investigado, modificado y eventualmente adoptado por Mc Queen and Miller en 1968.

Se describirá detalladamente este método (papel filtro) más adelante por ser el que se ha llevado a cabo en esta investigación.

4. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

4.1 PARAMETROS DE RESISTENCIA.

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas; es decir, a la vez "cohesión" y "fricción interna", definidas por una ecuación que es conocida en Mecánica de Suelos con el nombre de ley de Coulomb. Dicha ecuación es:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

en donde s = resistencia al esfuerzo cortante en kg/cm^2 .

c = cohesión en kg/cm^2 .

σ = presión normal total en kg/cm^2 .

ϕ = ángulo de fricción interna en $^\circ\text{C}$.

Terzagui estableció, alrededor de 1920, que la presión normal total debía sustituirse por la presión intergranular (efectiva); de esta manera la ecuación se modificó para la tomar la forma:

$$s = c + (\sigma - u_n) \tan \phi$$

en donde u_n = presión neutral en el agua.

Posteriormente, Hvorslev hizo notar que el valor de la "cohesión" de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo tanto, la ecuación anterior debe escribirse ahora como:

$$s = f(w) + (\sigma - u_n) \tan \phi$$

Cabe hacer notar que las ecuaciones anteriores se aplican a suelos saturados. Para suelos parcialmente saturados, el trabajo de Fredlund, Mongenster y Widger (1978) se presenta como el primer tratamiento consistente de la resistencia al esfuerzo cortante. La ecuación propuesta es:

$$\tau = c' + (\sigma - U_a) \tan \phi' + (U_a - U_w) \tan \phi''$$

en donde:

ϕ' = ángulo de fricción interna respecto a cambios en $(\sigma - U_a)$.

ϕ'' = ángulo de fricción interna respecto a cambios en $(U_a - U_w)$.

U_a = presión del aire del poro.

U_w = presión del agua del poro.

El ángulo, ϕ'' , es igual a la pendiente del trazo de la succión métrica, $(U_a - U_w)$, versus resistencia al corte cuando $(\sigma - U_a)$ se mantiene constante. Esta ecuación resulta de una extensión de la ecuación Mohr-Coulomb; el efecto de la succión métrica se supone provoca un aumento lineal en la resistencia al corte.

Los círculos de esfuerzo correspondientes a las condiciones de falla pueden presentarse en un diagrama tridimensional con las dos variables del estado de esfuerzos graficados sobre los ejes horizontales y el esfuerzo cortante como ordenada.

Existe una transición suave de la ecuación anterior propuesta por Fredlund et al (1978) para suelos parcialmente saturados y la ecuación convencional de resistencia al esfuerzo cortante para suelos saturados. Conforme la saturación se aproxima, la presión de poro del aire, U_a , se acerca al mismo valor de presión de poro del agua, U_w . En esta condición, la ecuación propuesta pasa a ser la ecuación convencional de resistencia al esfuerzo cortante para un suelo saturado.

4.2 PERMEABILIDAD Y FLUJO DE AGUA EN SUELOS EXPANSIVOS.

El agua en los suelos saturados se mueve como respuesta a gradientes de carga hidráulica positiva, pero en el caso de los suelos no saturados, el agua está sujeta a presiones menores que la atmosférica o succión, siendo el gradiente de esta succión el generador del flujo.

A mayores succiones o menores contenidos de agua, la permeabilidad todavía puede ser bastante menor, de manera que se requieren gradientes excesivos o tiempos muy prolongados para lograr que ocurra algún flujo apreciable.

El flujo de humedad en arcillas expansivas es dominado por la familia de grietas y la estructura de los bloques arcillosos, lo cual hace necesario caracterizar al flujo en dos partes, la primera es el flujo a través de las grietas, seguido por la segunda correspondiente a difusión dentro de los bloques, terrones y pedos del suelo. Las grietas en el suelo expansivo controlan la rapidez y ubicación del agua que tiene acceso a la masa de suelo; asimismo, también controlan su deformación y características de resistencia. (Lytton 1988; Fitzpatrick, 1985)

El agrietamiento en suelos expansivos es debido, principalmente, a las continuas expansiones y contracciones que tienen debido al aumento o disminución de humedad respectivamente.

Como consecuencia de la naturaleza estocástica de las propiedades en campo de los suelos expansivos, debe tenerse cuidado sobre predicciones que tengan como base pruebas de laboratorio o

desarrollos teóricos que no tomen en cuenta la influencia del sistema de grietas de los suelos expansivos.

4.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS.

Los factores que principalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le sujete y sensibilidad de la estructura.

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante depende de las siguientes características del propio material: compacidad, forma de los granos, distribución granulométrica, resistencia individual de las partículas y el tamaño de las partículas.

Además de las características anteriores existen dos factores circunstanciales, dependientes de cómo se hace llegar el material a la falla; estos son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio.

4.4 MEDIDA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE SUELOS EN LABORATORIO.

4.4.1 CORTE DIRECTO.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo. Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee; y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la parte superior del conjunto, se aplica una carga vertical que proporciona una presión normal en el plano de falla graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical.

En esta prueba, como en todas las pruebas de resistencia de suelos, caben dos posibilidades de realización: el método de esfuerzo controlado y el de deformación controlada.

Dentro de este tipo de prueba se pueden hacer variar las condiciones de drenaje para dar origen a ensayos sin drenar (U), ensayos consolidados sin drenar (CU) y ensayos consolidados drenados (CD).

Trazando en una gráfica diversos valores de la presión normal y los valores máximos de resistencia (τ), obtendremos la línea de falla del material.

Algunos de los inconvenientes más importantes de esta prueba es que su uso debe restringirse a los suelos de falla plástica, debiendo no efectuarse en suelos frágiles; además, no se conocen los esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla durante su realización.

4.4.2 CORTE CIRCULAR.

El aparato de corte circular ha sido desarrollado por Haefeli y Hvorslev (Hvorslev y Kaufman, 1952). El principio de este aparato es exactamente igual al del aparato de corte directo; la única diferencia es que el corte se realiza aplicando una torsión de eje vertical a la muestra.

4.4.3 APARATOS DE CORTE SIMPLE.

Existen varios aparatos de corte simple; en este trabajo mencionaremos uno de ellos por considerar que el funcionamiento de todos ellos es semejante.

El aparato de corte simple de Kjelimann consiste en colocar una muestra cilíndrica en una membrana de goma, reforzada por medio de anillos metálicos; en estas condiciones es fácil comprender que la muestra está sometida a una deformación de corte simple.

Además, este aparato elimina el rozamiento con las paredes al aplicar el esfuerzo vertical, pues la membrana es muy deformable y los anillos, que quedan separados entre sí, no oponen resistencia a las deformaciones verticales de la muestra.

4.4.4 APARATOS TRIAXIALES.

Las pruebas triaxiales son las más utilizadas para determinar las características de esfuerzo deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales.

Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen de una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica hermética, de lucita, con bases herméticas. En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico.

El agua que contiene la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción sistemas de aire comprimido, columnas de mercurio, entre otros. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grupos: Pruebas de compresión y de extensión. Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye y las de extensión, aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica, a la muestra, la presión de cámara; durante ésta puede, o no, permitirse el drenaje de la muestra. En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes sometiéndola a esfuerzos

principales que ya no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica el vástago, esta segunda etapa puede también ser o no drenada.

En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir el drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

Los tipos de pruebas triaxiales que se realizan en los laboratorios de mecánica de suelos son:

a) Prueba lenta. Prueba con consolidación y con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. En la primera etapa, se sujeta al suelo a una presión hidrostática, teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida (esfuerzos efectivos) del suelo.

En la segunda etapa, la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

b) Prueba rápida-consolidada. Prueba con consolidación y sin drenaje.

En la primera etapa, el espécimen se consolida bajo la presión hidrostática, como en la prueba lenta, así este esfuerzo llega a ser efectivo.

En la segunda etapa, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante la etapa de carga. Sin embargo, la velocidad de aplicación de la carga axial influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

Si la muestra estuviera lateralmente confinada, podría pensarse que el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua; sin embargo, la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

c) **Prueba rápida.** Prueba sin consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra; ya que en ambas etapas se impide el drenaje.

En la primera etapa, se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato (segunda etapa), se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución.

4.4.5 PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE.

Los especímenes que se utilizan en esta prueba son, al igual que en la prueba triaxial, cilíndricos y deben cumplir con la relación largo/diámetro ya indicada.

Los cilindros son ensayados en la máquina de compresión simple bajo deformación o esfuerzo controlado; como lo indica el nombre de esta prueba, no hay presión lateral que actúe sobre el espécimen.

En esta prueba, si la comparamos con la prueba triaxial, prácticamente sólo existe la etapa de carga. Sin embargo, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa los esfuerzos son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa, la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial, originando a la vez una presión neutral adicional. La resistencia al corte está definida como la resistencia a compresión simple (q_u) entre dos.

4.4.6 PRUEBA EDOMETRICA O DE CONSOLIDACION.

En la forma habitual de edómetro o consolidómetro, no se miden las presiones laterales producidas durante la prueba. Existe un edómetro especial que permite medir estas presiones laterales. Las bandas extensométricas "strain gages" montadas sobre el anillo metálico detectan cualquier deformación lateral del mismo, ajustándose la presión lateral para anular esta deformación.

Mediante un dispositivo análogo es posible realizar una prueba de compresión unidimensional utilizando una forma triaxial de aparato; es decir, un anillo delgado colocado en torno a la membrana detecta la deformación lateral, modificándose la presión en la cámara para anular esta deformación. De esta forma se elimina el problema de la fricción lateral.

4.5 MEDIDA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE SUELOS "IN SITU".

4.5.1 ENSAYO DE CORTE "IN SITU".

Los ensayos de corte "in situ" son semejantes a la prueba de corte directo en laboratorio. Estos ensayos se utilizan en aquellos casos en los que la toma de muestras o el tallado de éstas sea difícil.

Dentro del pozo a cielo abierto se construye un dispositivo que cubre una muestra cúbica de suelo; luego mediante un gato hidráulico conectado a la parte móvil del dispositivo se lleva a cabo el corte.

4.5.2 ENSAYO DE CARGA SOBRE PLACA.

Este ensayo consiste en determinar la resistencia del suelo mediante una presión aplicada sobre placas; estas placas pueden ser circulares o cuadradas.

4.5.3 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR.

Según la A.S.T.M. (1964), el diámetro de la perforación -donde se realizará dicho ensaye- debe estar comprendido entre 57 y 150 mm. Este ensayo consiste en hincar en el fondo de un sondeo un

tomamuestras; una vez alcanzada la profundidad requerida, se introduce la cuchara por medio de un varillaje rígido, después de lo cual se dan golpes sobre éste con una maza de 63.5 kg. cayendo desde una altura de 75 cm.

Primero se hace que la cuchara penetre 15 cm; a partir de ahí se cuenta el número de golpes (N) necesarios para que la cuchara baje 30 cm más.

Existen varias correlaciones entre el número de golpes, N, con el índice de densidad, I_p (llamado también densidad relativa) y con otras características del material.

4.5.4 ENSAYO DEL CONO HOLANDES.

El penetrómetro holandés es un penetrómetro estático. El ensayo consiste en introducir el penetrómetro en el terreno y anotar la presión en la punta y la fuerza que actúa sobre el fuste separadamente. La interpretación de este último dato es difícil, por lo cual, Begemann (1965) ha incluido el uso de un dispositivo, independiente de la punta, que permite la medición de la fricción lateral local en esta zona.

Existen gráficas que relacionan la resistencia de la punta de este penetrómetro con la presión del terreno; debe tenerse suficiente experiencia para trabajar con estos datos.

4.5.5 VELETA.

Este procedimiento está incluido en este trabajo de tesis. Para resistencias no drenadas del material, la veleta puede utilizarse ventajosamente para evaluar la cohesión, C. Este ensayo es ampliamente usado en depósitos cohesivos blandos donde la perturbación es crítica y consiste en insertar una veleta dentro del suelo para luego aplicar una torsión.

Estando sobre una superficie de terreno donde se quiera realizar el ensayo, se introduce la veleta y se empuja con mucho cuidado hasta la profundidad deseada, donde se aplica una torsión hasta que el cilindro del suelo contenido entre el perímetro de la veleta se corte. La resistencia al corte se determina a partir del momento torsor necesario para romper el terreno a lo largo de los bordes verticales y horizontales de la veleta. La veleta no puede

utilizarse con éxito en arcillas que tengan resistencias a la compresión simple mucho mayores que 10 ton/m². El método de prueba para la resistencia de la veleta en campo abarca a suelos cohesivos suaves y saturados.

Una modificación llamada TORCÓMETRO permite la ejecución rápida de muchas pruebas de veleta en la superficie recién cortada de una muestra de arcilla o en la pared de un pozo.

Para calcular el momento torsor requerido para cortar el suelo tenemos que (Norma D2573-72, Ref 1.):

$$T = S \times k$$

donde:

T = momento torsor (lbf*ft, N*m),

S = resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla (lb/ft², kPa) y

k = constante que depende de las dimensiones y forma de la veleta (ft³, m³).

El momento torsor soportado por el suelo será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_l = \pi DHS (D/2) = (1/2) \pi D^2 HS$$

y, despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_b = (\pi D^2/4) S (2/3) (D/2) = (1/12) \pi D^3 S$$

donde:

M_l = momento desarrollado en el área lateral,

M_b = momento generado en la base,

D = diámetro de la veleta,

H = altura de las aspas y

S = resistencia al esfuerzo cortante.

El momento resistente total (**T**), en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado tanto en la superficie lateral como en las bases, por lo tanto tenemos:

$$T = M_l + 2M_b = (1/2) \pi D^2 HS + (1/6) \pi D^3 S$$

$$T = \pi D^2 [(H/2) + (D/6)] S = kS$$

de donde

$$S = T/k$$

4.5.6 PENETRÓMETRO DE BOLSILLO.

Este aparato funciona bien en suelos cohesivos de granos finos. El operador simplemente selecciona un sitio libre de grava, empuja la varilla del pistón dentro del suelo hasta la marca de calibración y simultáneamente lee el valor de la resistencia a la penetración en la escala graduada. Debido al pequeño tamaño del aparato, se pueden hacer varios ensayos para determinar estadísticamente un promedio de la resistencia.

Tanto el torcómetro, mencionado anteriormente, como este dispositivo son métodos de ensaye incluidos en esta investigación (fig. 4.5.6.1).

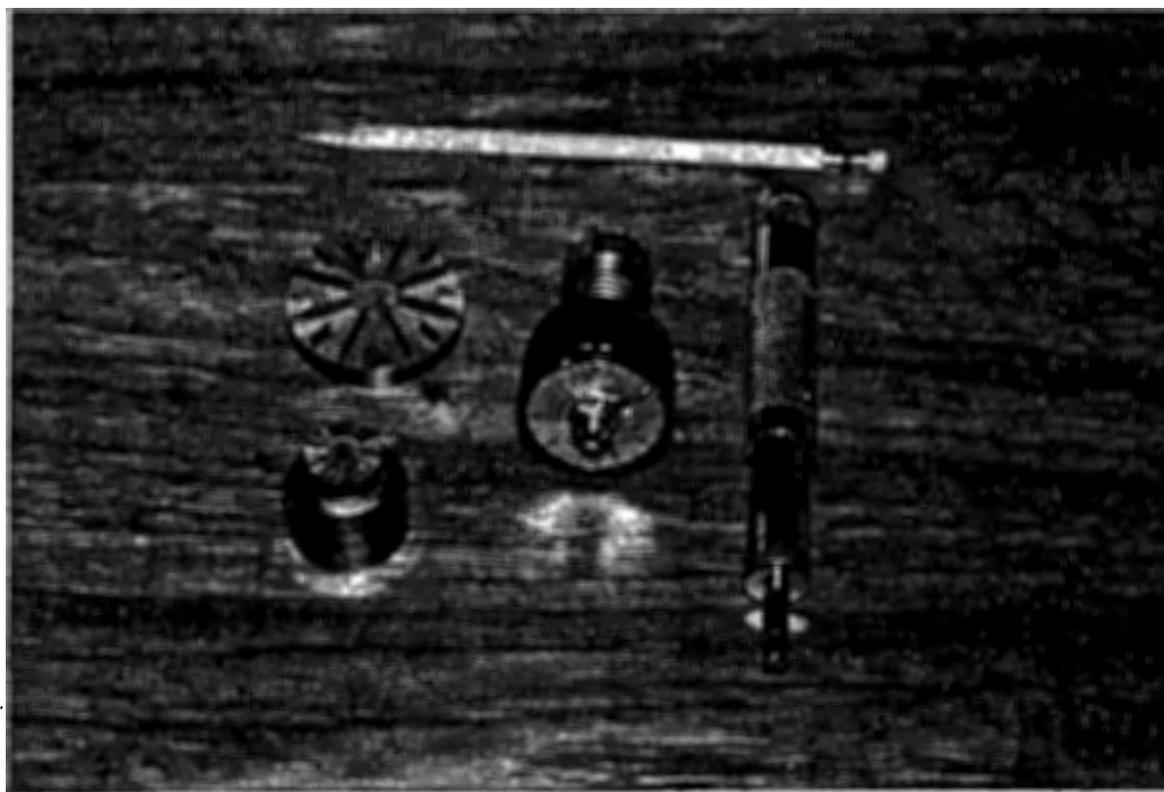


fig. 4.5.6.1 Torcómetro y penetrómetro. Dispositivos utilizados en esta investigación.

4.5.7 PENETRÓMETRO PROCTOR.

Según la norma D1558-84 de la ASTM 1994, las determinaciones de resistencia a la penetración no son confiables en especímenes de suelo remoldeado muy seco o en suelos muy granulares.

El penetrómetro consiste de un dinamómetro especial que tiene una escala que llega a 150 lb con división de 2 lb, además consta de un anillo que rodea dicha escala para indicar la máxima carga obtenida (fig. 4.5.7.1).



Fig. 4.5.7.1 Penetrómetro Proctor que consta de vástagos (mangos) y agujas de penetración de diferente área (o extensiones).

Cada penetrómetro consta de un juego de agujas (o extensiones) intercambiables de diferentes áreas, éstas se conectan a un vástago (mango) que deberá tener graduaciones inscritas en intervalos de 1/2 in (13 mm) para indicar la profundidad de penetración; la longitud de este vástago no será menor de 4 in, excluyendo la porción roscada. Las agujas ya no deberán utilizarse cuando por el desgaste reduzcan su área en un 5%.

Procedimiento: Compactar el suelo con un peso específico seco y una humedad, luego determinar la resistencia del suelo a la penetración utilizando una aguja de área conocida.

Después, colocar el molde que contiene al espécimen de suelo sobre una superficie plana entre los pies del operador. El operador

deberá mantener el penetrómetro en posición vertical controlando, al mismo tiempo, la razón de penetración manteniendo los brazos contra el frente de sus piernas. La penetración en el espécimen del suelo será a razón de 0.5 in (13 mm) por segundo para una distancia de no menos de 3 in (76 mm). Se tendrá cuidado de colocar la aguja lejos de las orillas del molde (aproximadamente cuatro veces el diámetro de la aguja), cerca del centro, y de mantener espacio entre una penetración y otra. Se deberá ensayar, al menos, 3 veces para utilizar el valor promedio de estas lecturas.

Para calcular la resistencia a la penetración se multiplicará la lectura del penetrómetro por el recíproco del área de la aguja utilizada, además de calcular la humedad del suelo. Con estos datos puede graficarse la humedad (abcisas) contra la resistencia a la penetración (ordenadas) (Ref. 1).

4.5.8 APARATO "RIMAC".

El operador obtiene una muestra razonablemente intacta y mide el diámetro después de haber recortado la muestra con cierto cuidado hasta una longitud dada (determinada directamente en la escala del aparato). La muestra se coloca entre las dos platinas del aparato Rimac y se comprime hasta obtener la máxima carga.

4.5.9 APARATO DE CORTE BOREHOLE.

Este aparato se inserta en el sondeo, se expande presionando contra el suelo, después se jala. Tal como en el ensayo de corte directo, la fuerza usada para expandir el aparato contra el suelo es la que lo soporta y la fuerza que lo jala es la que corta el suelo. Este ensayo, esencialmente, hace un ensayo de corte directo in situ.

4.6 REMOLDEO Y PERTURBACIÓN.

Se ha definido como SENSIBILIDAD de un suelo al cociente entre la resistencia al corte máxima inalterada y la resistencia al corte máxima remoldeada.

Se denomina "remoldeo" al tratamiento mecánico de un elemento de suelo hasta que se haga homogéneo y que tienda a alinear las partículas adyacentes y a romper los enlaces entre partículas. El

comportamiento mecánico de un elemento de suelo dependerá en gran parte de la estructura que posea. en general, un elemento de suelo floculado tiene una mayor resistencia, una menor compresibilidad y una mayor permeabilidad que el mismo suelo con la misma relación de vacíos pero en estado disperso. En el remoldeo, la mayor parte de los esfuerzos efectivos que han sido soportados por el esqueleto mineral se transmiten al agua intersticial (ref. 13).

La sedimentación crece muy lentamente en la naturaleza, por lo que el flujo lateral tiende a producirse en menor medida y las propiedades tixotrópicas de la material coloidal pueden ayudar eficazmente a impedirlo casi por completo. Así se produce en las regiones de aproximación entre los granos gruesos una liga arcillosa coloidal altamente consolidada, que define fundamentalmente la capacidad del esqueleto para soportar cargas. Estas ligas arcillosas están sujetas a presiones mucho mayores que el promedio de la masa del suelo; mientras que la arcilla que llena los vacíos del esqueleto se mantiene blanda y suelta, sujeta a presiones comparativamente mucho menores (ref. 11).

El remoldeo destruye la liga de arcilla altamente consolidada entre las partículas gruesas y permite que la arcilla suave las rodee, actuando como lubricante entre ellas; por lo tanto la consistencia en estado remodelado será muy blanda. En tanto no sean destruidas las uniones consolidadas, la resistencia es debida a la acción de las cargas, que depende principalmente de la presión a que fué consolidada en la naturaleza; la deformación en la falla decrece a mayor consolidación previa y a mayor diferencia entre la presión en las zonas arcillosas de acercamiento y la presión promedio en toda la masa; esta diferencia es tanto mayor cuanto más complicada sea la estructura adoptada del suelo (ref. 11).

Algunos autores han atribuído la diferencia del comportamiento mecánico de las arcillas a las propiedades tixotrópicas de estos materiales. La tixotropía produce cierta rigidización reversible en una masa plástica aumentando la adherencia en los puntos de contacto; como este aumento depende de la posición relativa de las partículas, existe una deformación crítica que rompe la adherencia y vuelve blando al material (ref. 11).

Un amasado enérgico de la arcilla puede romper esas ligaduras momentáneamente, lo cual se refleja por una pérdida sensible de las propiedades de resistencia del material. Sin embargo, la mayoría

de las arcillas vuelven más o menos lentamente a sus propiedades originales; este fenómeno es consecuencia del restablecimiento de las películas adsorbidas en su primitiva condición (arcillas montmorilonitas), ref. 11.

Todas las variaciones en la estructura del suelo asociadas con la operación de extracción, tallado y montaje de la muestra de suelo en el aparato de prueba se denominan "perturbación" o alteración de la muestra. Una indicación sobre la gran influencia de la perturbación en una arcilla puede obtenerse midiendo la presión intersticial negativa en la muestra de suelo antes de la prueba, comparándola con la que existiría si la extracción de la muestra hubiera sido "perfecta". En otras palabras, la perturbación de las muestras da lugar a una destrucción de casi $2/3$ del esfuerzo efectivo en la muestra alterada (ref. 13).

5. TRABAJO DE CAMPO.

5.1 LOCALIZACION DEL LUGAR DE MUESTREO.

El estado de Querétaro de Arteaga se encuentra ubicado en el centro del país, entre los 20°01'16" y 21°35'38" de latitud norte y los 99°00'46" y 100°35'46" de longitud oeste. Es una pequeña entidad, ya que sus 11,269.7 km² sólo rebasan las superficies del Distrito Federal y de los estados de Tlaxcala, Morelos, Colima y Aguascalientes.

Querétaro limita al noreste con San Luis Potosí, al oriente con Hidalgo, al sur con Michoacán y Estado de México, y al poniente con Guanajuato.

Dentro del territorio se distinguen tres grandes regiones: en el centro y sur el Eje Neovolcánico, al norte la Sierra Madre Oriental y al centro oeste la Mesa del Centro.

La zona de Jurica, específicamente, se encuentra ubicada a 20°40.6' de latitud y 100°27.3' de longitud (fig. 5.1.1).

Respecto a la estratigrafía, el área que comprende el valle está constituida predominantemente por rocas ígneas y aluvión y en proporción mínima por rocas sedimentarias.

En resumen, en la zona predominan los suelos de origen aluvial, constituidos por arcilla, limos, arenas y gravas del reciente que conforman el valle.

El valle está rodeado por rocas extrusivas basálticas, en las pendientes de los flancos de todas las elevaciones se encuentran depósitos de talud, producto de alteración de las rocas; éstas se presentan en forma de fragmentos de forma irregular, angulosos variando su tamaño desde unos cuantos centímetros hasta varios metros de diámetro, semiempacados en material areno-arcilloso.



fig. 5.1.1 Localización de la zona de Jurica en la ciudad de Querétaro.

5.2 MUESTREO Y PRUEBAS DE CAMPO.

El muestreo se llevó a cabo realizando un pozo a cielo abierto mensualmente. Esta investigación contempla nueve meses que son septiembre, noviembre y diciembre de 1994, enero, marzo, abril, mayo, junio y julio de 1995. La distancia entre cada pozo estuvo entre dos y tres metros; teniendo especial cuidado en rellenar cada pozo inmediatamente después de la extracción de las muestras, con objeto de reducir los efectos de alteración en el sitio y establecer conclusiones más confiables entre los resultados derivados de cada pozo.

Durante los primeros cuatro meses -septiembre, noviembre y diciembre de 1994 y, enero de 1995-, la resistencia al corte del suelo se determinó en campo, utilizando el torcómetro y penetrómetro de bolsillo, a cada medio metro hasta los tres metros de profundidad; esto se realizó sobre las paredes del pozo a medida que se iba profundizando, fig. 5.2.1.



fig. 5.2.1 Ensaye del torcómetro y penetrómetro de bolsillo en campo.

Después de observar que los rangos de medición tanto del torcómetro y del penetrómetro de bolsillo resultaron insuficientes (cuatro primeros sondeos), a partir del sondeo no. 5, marzo 1995, hasta el 9, julio de 1995, se propone utilizar un torcómetro modificado y el penetrómetro Proctor con el objeto de poder medir mayores resistencias en campo, en virtud de la consistencia observada en los suelos del lugar.

La resistencia obtenida mediante el torcómetro modificado, penetrómetro Proctor y compresión simple en laboratorio, se evaluó in situ a la profundidad de 1.5 m en cada sondeo, mensualmente, a fin de comparar los resultados obtenidos con los tres métodos.

El torcómetro modificado consta de la veleta de 2.54 cm de diámetro que forma parte del torcómetro convencional, un torquímetro utilizado frecuentemente en la industria automotriz, entre otros y un dado, que conecta a los dos anteriores (Fig. 5.2.2).

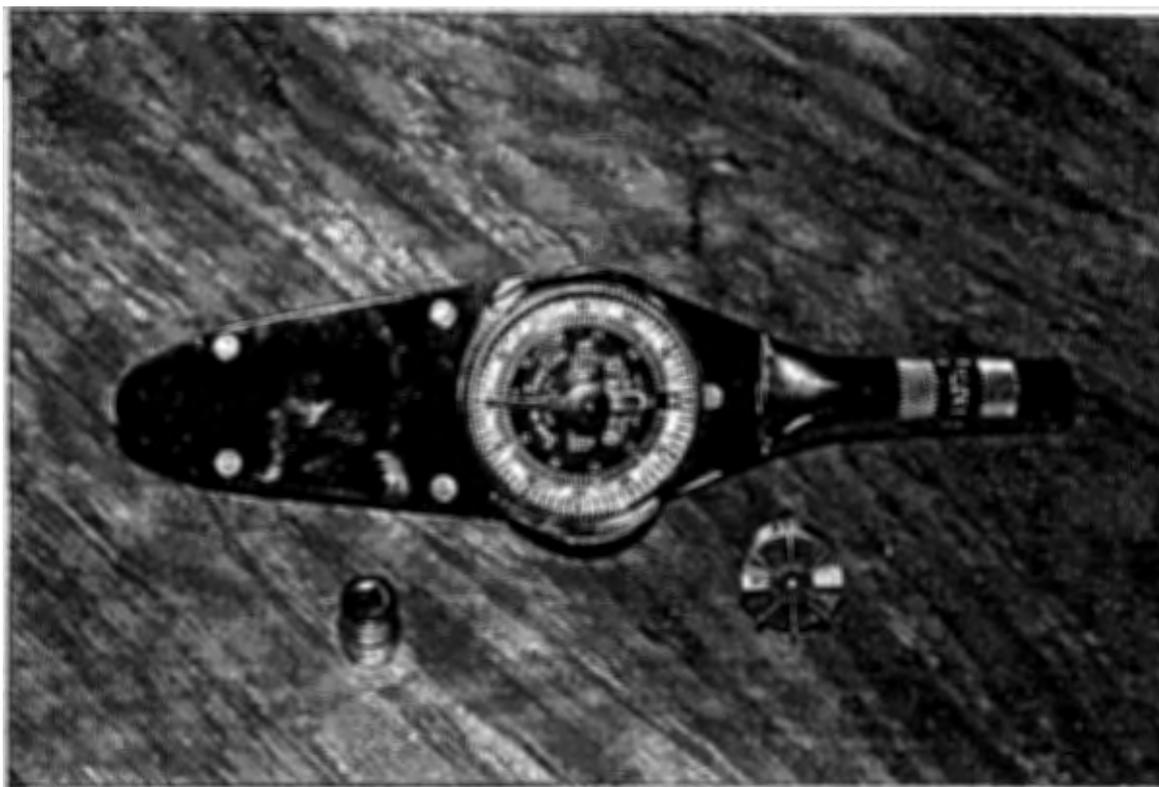


Fig. 5.2.2 Partes constitutivas del torcómetro modificado: un torquímetro de carátula, un dado y una veleta de 2.54 cm de diámetro.

Se tiene de la norma D2573-72 de la ASTM 1994 (ver pag.27 de este escrito), que la resistencia del suelo está determinada por:

$$S = T / k \quad \dots\dots\dots (1)$$

de donde:

S = resistencia al esfuerzo cortante, kg/cm².

T = momento torsor, kg*cm.

k = constante que depende de las dimensiones y forma de la veleta utilizada, cm³; tenemos que:

$$k = [(\pi D^2 H)/2] [1 + (D/(3H))] \quad \dots (2)$$

de donde:

D = diámetro de la veleta y

H = altura de la aspa de la veleta.

Si tenemos que la veleta utilizada tiene un diámetro (**D**) de 1 in y una altura (**H**) de 0.45 cm aproximadamente, tendremos que:

$$k = [\pi (2.54)^2(0.45)/2] [1 + 2.54/(3*0.45)], \text{ cm}^3$$

$$k = 13.14 \text{ cm}^3$$

sustituyendo en la ecuación (1) este valor de k resulta:

$$S = T / 13.14 \text{ cm}^3 \quad \dots\dots\dots (3)$$

El valor de **T** (momento torsor) se obtuvo adaptando un torquímetro a la veleta; de tal manera que cuando rotara marcara el valor del momento en la carátula (Fig. 5.2.3).

Una vez teniendo el valor del momento torsor (kg*cm) se sustituyó en la ec. (3) para obtener el valor de la resistencia al esfuerzo cortante (kg/cm²).

En el caso del penetrómetro Proctor (Fig. 5.2.4) se decidió utilizarlo en el suelo en estado inalterado (pozo a cielo abierto); además, debido a que se observó -desde el primer sondeo, marzo 1994- que la razón de penetración especificada para este aparato (13 mm/seg) no se cumplía, por la dureza del suelo a tratar, se acordó tomar una lectura de carga en cuanto la aguja (o extensión) penetrara el grosor de ésta (aproximadamente 0.75 mm). Después, el valor que resultaba de dividir esta lectura de carga (la lectura era en lb transformadas a kg según la curva de calibración de la

aguja y el vástago) entre el área de la extensión utilizada, se tomó como la resistencia a la penetración bajo las condiciones ya enunciadas.

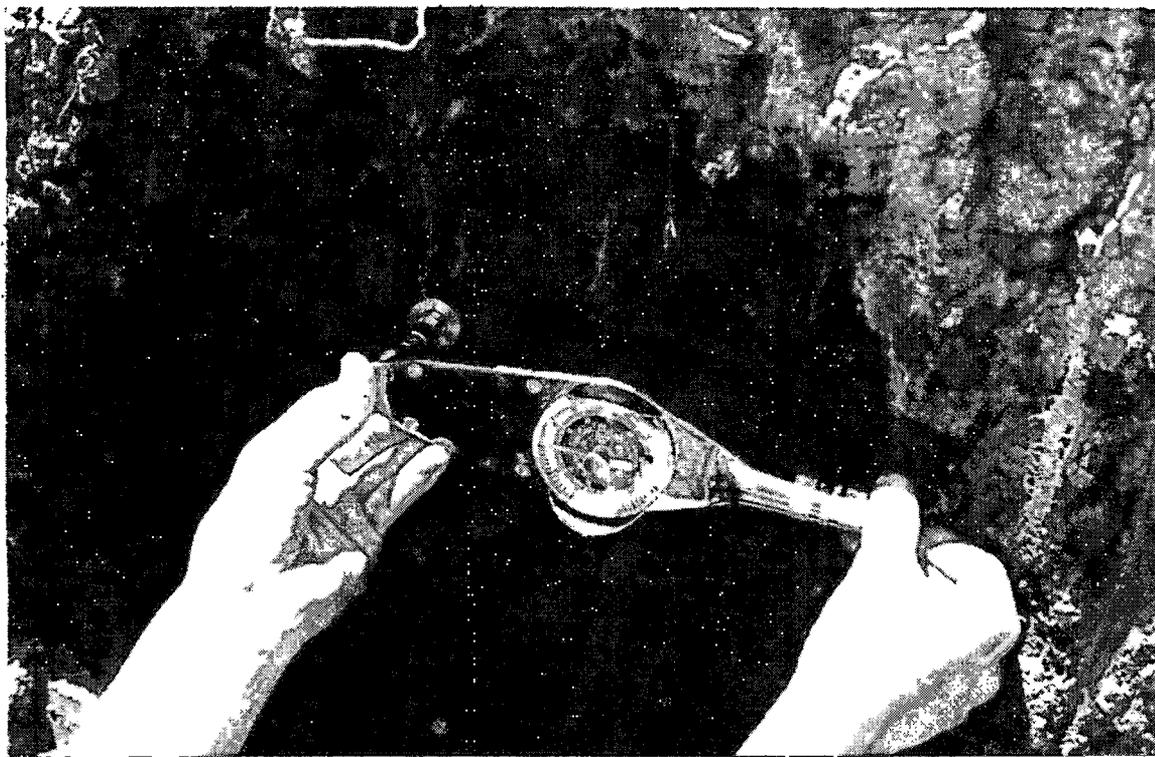


Fig. 5.2.3 Aplicación en campo del Torcómetro modificado.

Hay que hacer notar que dependiendo de la dureza del suelo y, por consiguiente, de la dificultad para penetrar éste, se utilizó la extensión más adecuada -en cuanto a su área- para facilitar las maniobras del ensaye.

En cada pozo, se obtuvieron terrones y muestras de suelo a cada 0.5 m de profundidad para luego, inmediatamente, medir la succión con el método del papel filtro (McQueen, 1968, y Mckeen, 1980) y determinar las propiedades índice $-w$, LL, LP, LC y Ss- en laboratorio. Además, se extrajeron dos muestras cúbicas inalteradas a 1.5 m de profundidad para luego rezalizar ensayes de compresión simple.

Uno de los objetivos de la línea de investigación, suelos parcialmente saturados, en Mecánica de Suelos de la Universidad Autónoma de Querétaro, ha sido el tratar de determinar la Capa

Activa mostrando los cambios de humedad y succión estacionales para cada profundidad. Con los datos aquí obtenidos se podrá obtener la variación de la succión versus profundidad a cada medio metro y hasta los tres metros contemplados, durante nueve meses, a través de nueve sondeos que incluyen toda la investigación; asimismo se recopilará toda la información ya existente; todo esto esperando que contribuya al avance del conocimiento.

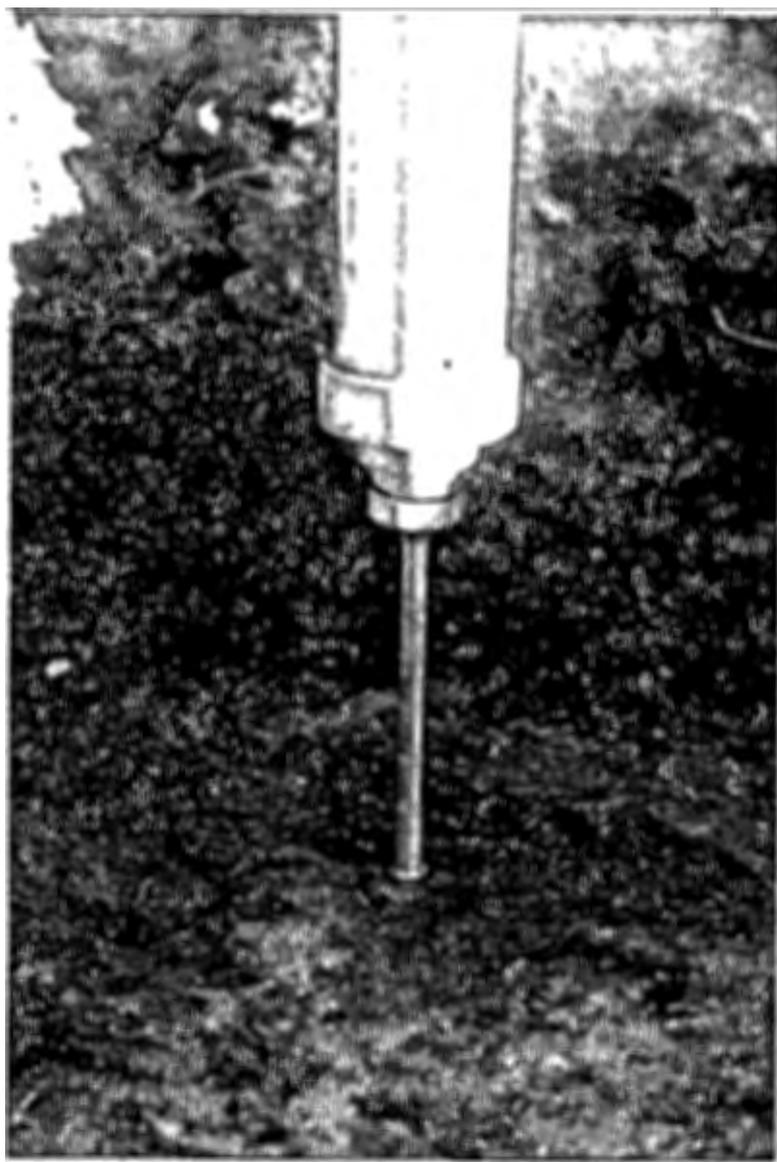


Fig. 5.2.4 Ensayo del Penetrómetro Proctor en campo.

La zona activa se ha definido como el espesor de la capa del suelo en la cual existen variaciones de humedad a causa de los cambios estacionales. La profundidad que limita la capa, es un valor convencional y transitorio, afectado por el tipo de suelo, estructura, topografía y clima.

No existen reglas universales aplicables para establecer la profundidad de la zona activa. Con base en ciertas experiencias, Snethen (Ref. 18) visualiza dos reglas para estimar la zona activa:

a) Para perfiles de succión vs profundidad, donde se muestre un valor relativamente constante con la profundidad en los niveles más bajos, la profundidad de la zona activa se coloca en la parte más alta del rango constante.

b) Para perfiles de succión vs profundidad, donde se muestren curvas de forma S o Z con la profundidad, la profundidad de la zona activa se pone abajo del primer cambio importante de la succión del suelo, en magnitud.

Durante los nueve sondeos, tanto en las paredes del pozo como en las muestras cúbicas, se observó un acentuado agrietamiento de la masa de suelo y la existencia de materia orgánica.

6. TRABAJO DE LABORATORIO.

6.1 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO, MEDIANTE COMPRESION SIMPLE, EN ESTADO INALTERADO.

En los nueve sondeos realizados, la determinación de la resistencia al corte del suelo en estado inalterado y remoldeado se llevó a cabo utilizando el aparato de compresión simple con deformación controlada.

De las dos muestras inalteradas obtenidas a 1.5 m de profundidad en cada sondeo, se trataban de labrar aproximadamente diez especímenes de suelo -en ocasiones fueron menos, por la dificultad del labrado- que se pesaban y se medían tanto en longitud como en diámetro para determinar el peso específico y la humedad natural; finalmente se ensayaban para obtener su resistencia a la compresión simple (fig. 6.1.1).

Nota: La prueba de compresión simple no se llevó a cabo en el sondeo número uno por no poderse labrar los especímenes.

Durante el ensaye de compresión simple, se observaba la gran influencia del agrietamiento y la materia orgánica en la orientación de los planos de falla.

6.2 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO, MEDIANTE COMPRESION SIMPLE, EN ESTADO REMOLDEADO.

Conociendo la humedad natural y el peso específico húmedo del suelo, a la profundidad de 1.5 m para cada sondeo, se cribaba material por la malla No. 4; luego se determinaba el contenido de agua que tenía, para agregar o disminuir ésta, y establecer la misma humedad natural. El suelo se dejaba homogeneizar por lo menos un día.

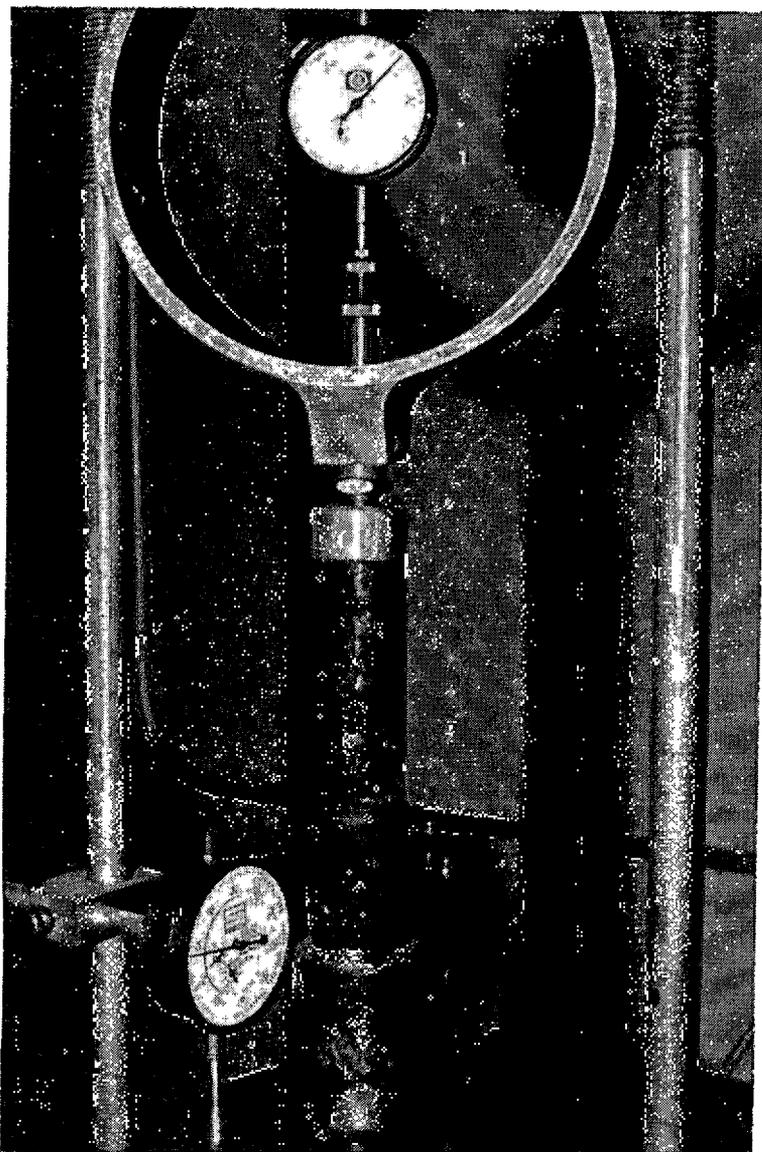


fig. 6.1.1 Ensayo de compresión simple en muestras en estado inalterado.

Se utilizó un molde cilíndrico que cumplía con la relación largo/diámetro para realizar las probetas. Se determinó el volumen de dicho molde y, por tanto, el peso del suelo que debía ocupar de acuerdo al peso específico del material; una vez teniendo éste, se procedió a buscar aproximadamente el número de capas -en las que se debía colocar el suelo- y golpes requeridos para cumplir con dicho peso específico (fig. 6.2.1).

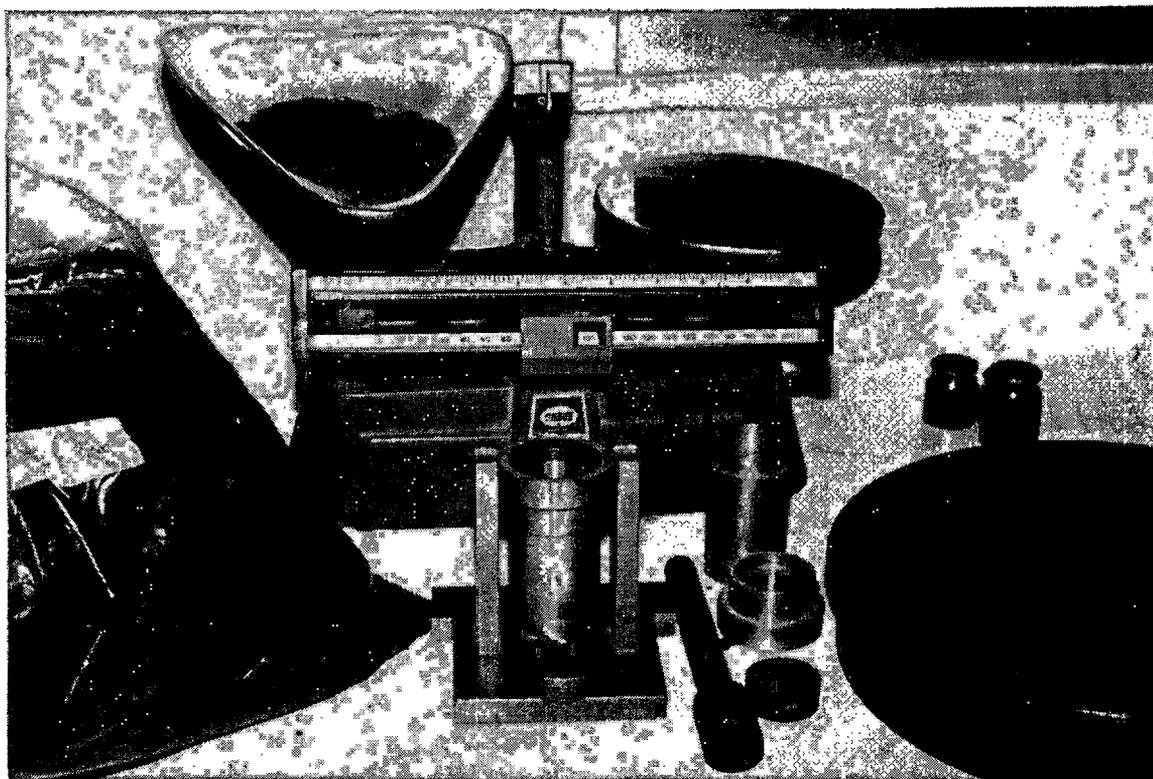


Fig. 6.2.1 Material y equipo utilizado en la preparación de las probetas de suelo en estado remoldeado.

Para lograr el peso específico del suelo, éste se compacta utilizando -como se vé en la fig. 6.2.1- un pequeño pisón de aproximadamente 15 cm de largo, 3 cm de diámetro y 0.5 kg de peso.

Una vez terminadas las probetas se extraían; de éstas se realizaron por lo menos diez de ellas.

Nuevamente la resistencia al corte se determinaba en el aparato de corte, como en las probetas en estado inalterado (fig. 6.2.2).

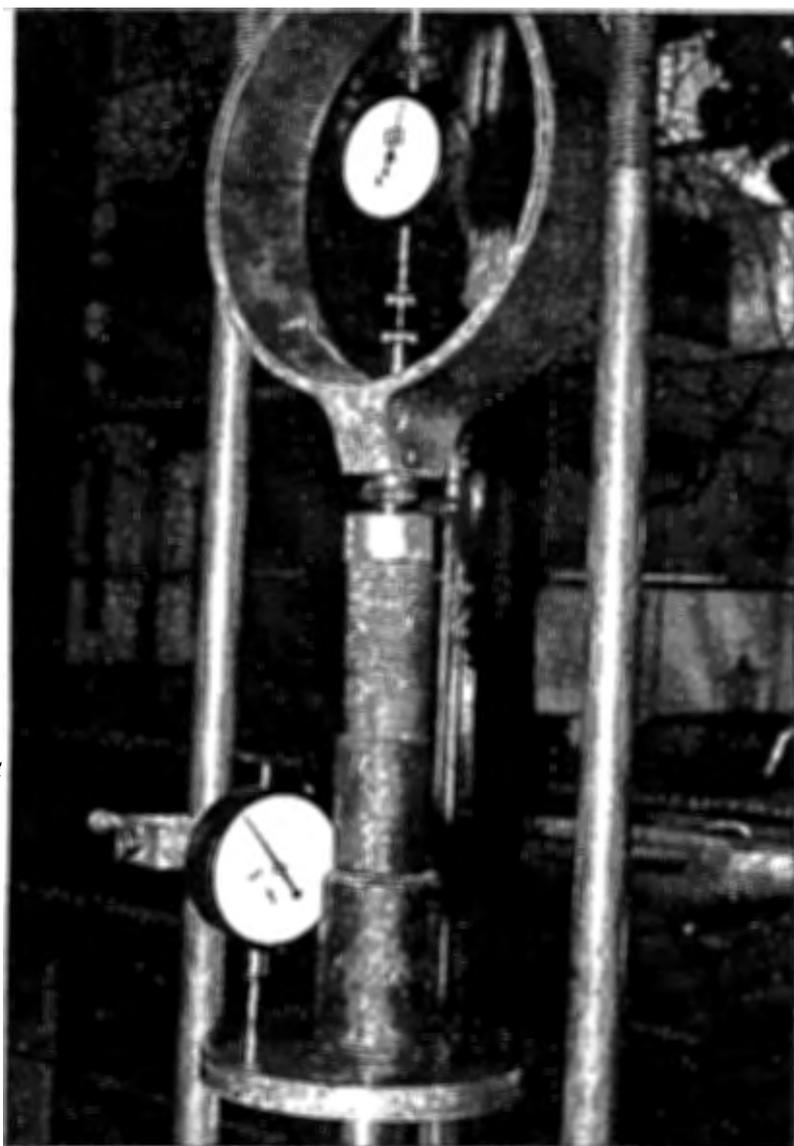


Fig. 6.2.2 Compresión simple en probetas de suelo en estado remoldeado.

6.3 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL SUELO A 1.5 m DE PROFUNDIDAD, IN SITU Y EN ESTADO REMOLDEADO, UTILIZANDO EL TORCÓMETRO Y PENETRÓMETRO DE BOLSILLO.

En los primeros cuatro sondeos -septiembre, noviembre y diciembre 1994, y enero 1995-, se trató de determinar la resistencia del suelo a 1.5 m de profundidad mediante el torcómetro y el penetrómetro de bolsillo in situ y en edo. remoldeado; no obteniéndose, para ambos casos, dicha resistencia debido a que resultaron insuficientes los rangos de medición tanto del torcómetro como del penetrómetro de bolsillo (1 y 5 kg/cm², resp.)

El procedimiento de preparación del suelo en estado remoldeado se menciona a continuación: el material que se ensayaba se preparaba de manera semejante que para compresión simple. El molde y pisón utilizados fueron los correspondientes a la prueba proctor estándar.

Del material ya preparado (el procedimiento de preparación fué mencionado anteriormente en compresión simple), se pesaba el correspondiente al volumen del molde según el peso específico del suelo. Nuevamente se determinó el número de capas y golpes requeridos para dar el peso específico del material (Fig. 6.3.1).



Fig. 6.3.1 Preparación del espécimen de suelo en estado remoldeado para los ensayos del torcómetro y penetrómetro en laboratorio.

Una vez terminado el espécimen, se procedió a extraerlo; luego se determinó la resistencia con torcómetro y penetrómetro (fig. 6.3.2). Para terminar, se compararon las humedades y el peso específico húmedo del suelo remoldeado con los naturales.

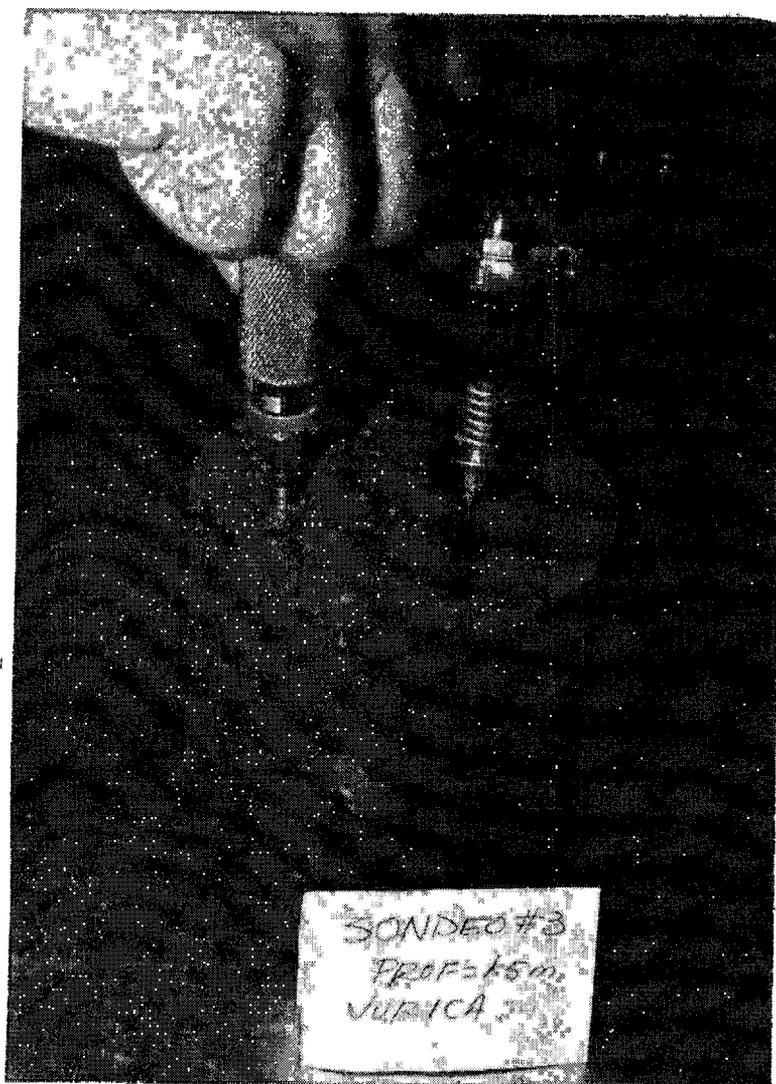


fig. 6.3.2 Ensaye del torcómetro y penetrómetro en laboratorio.

Luego de observar que los rangos de medición, tanto del torcómetro y penetrómetro de bolsillo, no fueron suficientes en suelo in situ ni en estado remoldeado; a partir del quinto sondeo -marzo 95-, éstos son sustituidos -como ya se mencionó- por un torcómetro modificado y el penetrómetro Proctor, respectivamente, con la finalidad de obtener dicha resistencia.

El procedimiento de preparación del espécimen de suelo tanto para el torcómetro modificado como para el penetrómetro Proctor fué exactamente igual que para los aparatos anteriores; en el caso del torcómetro (fig. 6.3.3), se insertaba la veleta adosada a un dado que conectaba, luego de insertada, al torquímetro que rotaba y medía el momento torsor.



Fig. 6.3.3 Ensaye del torcómetro modificado en muestras de suelo remoldeado.

En el caso del penetrómetro Proctor (fig. 6.3.4), se insertaba el espesor de la aguja y se leía la carga, en lb, que después se dividía entre el área de la extensión utilizada para obtener el valor de resistencia. Previamente este aparato fué calibrado, en cuanto a sus lecturas, en la máquina universal.

Luego de llevar a cabo estos ensayos sobre el espécimen, torcómetro y penetrómetro, se procedió a labrar probetas de suelo para determinar su resistencia a la compresión simple; posteriormente se tomaron testigos de humedad para corroborar con las naturales.



fig. 6.3.4 Ensaye del penetrómetro Proctor en un suelo en estado remoldeado.

Finalmente, se evaluó la resistencia con el torcómetro modificado, penetrómetro Proctor y compresión simple en un suelo de Jurica, con su humedad natural y en estado remoldeado, de peso específico húmedo menor -aproximadamente 1400 kg/m^3 - que aquéllos determinados in situ, para reafirmar y definir la relación que guardan las resistencias medidas en cada ensaye.

6.4 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN UN SUELO ARCILLOSO EN ESTADO REMOLDEADO CON DIFERENTES HUMEDADES.

Se determinó en laboratorio la resistencia al esfuerzo cortante mediante compresión simple de probetas de suelo en estado remoldeado con diferentes contenidos de agua, manteniendo el mismo peso específico. El suelo con el que se trabajó fué el obtenido en el sondeo no. 5 (marzo 1995).

Las humedades consideradas fueron 19, 21, 23, 25 y 27% debido a que dentro de este rango de valores oscilan las humedades naturales en los sondeos.

6.5 DETERMINACION DE LA SUCCION DEL SUELO.

Para determinar la succión del suelo utilizamos la prueba del Papel Filtro; para llevar a cabo esta prueba es necesario utilizar guantes durante todo el ensayo para evitar el contacto de la grasa de la piel con el papel. Todas las pesadas que se realicen deben tener una precisión de 0.0001 gr.

Pretratamiento del papel.

Se utilizaron discos de papel filtro Schleicher and Schuell No. 589 White Ribbon con diámetro de 5, 1/2 cm, estos papeles fueron pretratados con el fin de inhibir descomposición biológica sumergiéndolos en una solución de pentaclorofenol en etanol y permitiendo su posterior secado al aire. Se utilizó una solución del 3% para garantizar la protección y permitir procesar tiempo después.

De los terrones de suelo, se labraron pequeños cubos de suelo de aproximadamente 3 cm de lado; luego se colocaron dentro de las flaneras, una vez dentro se pesó la flanera más el cubo de suelo. Después se procedió a colocar palillos de plástico en los cubos; sobre estos palillos se depositaron dos papeles -previamente pretratados, pesados y numerados- uno después de otro para asegurar que puedan retirarse individualmente en el momento de pesarse. Colocados los papeles, las flaneras se sellaron y se pesaron. Se tuvo cuidado de que los papeles no estuvieran en contacto ni con la flanera ni con la muestra.

Por cada espécimen, se usan dos discos de papel filtro a fin de poder verificar. El papel filtro inferior, el que está cerca del suelo, debe usarse para la medición de la succión. Si el proceso se ha realizado apropiadamente el papel filtro de arriba debe estar ligeramente más húmedo que el de abajo. Si el papel de arriba está más húmedo que el de abajo o si los resultados varían en más de 0.5 de pF, los resultados deben descartarse por no ser válidos.

Las flaneras selladas se introdujeron a la cámara de temperatura constante ($20 \pm 1^\circ\text{C}$) durante siete días; se realizaron entre cinco y ocho flaneras para cada profundidad (Fig. 6.5.1).



Fig. 6.5.1 Prueba del Papel Filtro para determinación de succión.

Después de siete días, la flanera se pesó nuevamente para comparar el peso antes y después de siete días y comprobar que efectivamente no hubo pérdida de materia.

Una vez pesadas las flaneras, se destaparon; inmediatamente se pesaron los dos papeles, tomándolos con pinzas de acero inoxidable. Finalmente, tanto los papeles como la muestra se colocaron en el horno - a $110^\circ\text{C} \pm 5^\circ$ - para determinar sus pesos secos y calcular

luego sus contenidos de agua. Ya calculadas las humedades, se utilizó la curva de calibración del papel filtro (Mc Queen, 1980) para encontrar la succión, Fig. 6.5.2.

Nota: La determinación de la prueba de succión no se evaluó en el primer sondeo debido a que se cometieron errores en el procedimiento.

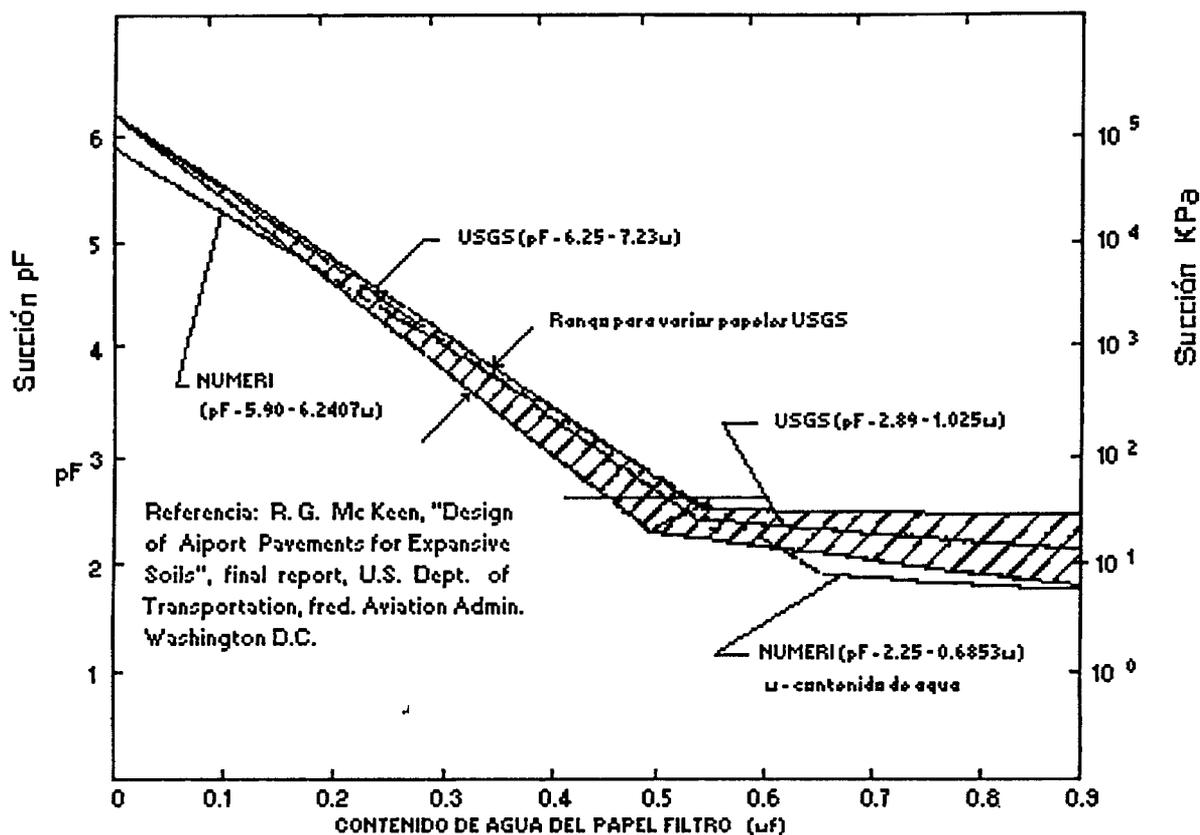


Fig. 6.5.2 Curva de calibración para estimar la succión total del suelo usando el método del papel filtro.

Se muestra a continuación una tabla de conversión entre varias unidades de succión.

Tabla 6.5.1 Tabla de conversión de unidades de succión.

Altura de agua en cm	pF	Lb/plg ²	kgf/cm ²	KPa	bars
1	0	0.014	0.001	0.0981	0.00098
10	1	0.142	0.010	0.9810	0.00980
10 ²	2	1.422	0.100	9.8100	0.09800
10 ³	3	14.220	1.000	98.1000	0.98000
10 ⁴	4	142.200	10.000	981.0000	9.81000
10 ⁵	5	1422.000	100.000	9810.0000	98.10000
10 ⁶	6	14220.000	1000.000	98100.0000	981.00000
10 ⁷	7	142200.000	10000.000	981000.0000	9810.00000

6.6 DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES INDICE.

Para cada pozo y cada profundidad mencionada dentro de estos, las propiedades índice determinadas en las muestras de suelo, fueron: límite líquido, límite plástico, índice plástico, límite de contracción (según el criterio de la Public Road Administration), humedad y peso específico relativo de sólidos. Los resultados obtenidos son el promedio de varios ensayos realizados.

7. RESULTADOS.

Se llevaron a cabo nueve pozos a cielo abierto - uno cada mes - en la zona de Jurica, Querétaro. Además de evaluar la resistencia al corte del suelo, se determinaron las propiedades índice y la succión.

Los sondeos se realizaron en los meses de septiembre, noviembre, diciembre de 1994 y enero, marzo, abril, mayo, junio y julio de 1995 (estos también se identificaron como sondeo no. 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9, respectivamente).

En los primeros cuatro sondeos, la prueba del torcómetro y penetrómetro de bolsillo se realizó en las paredes del pozo a todas las profundidades ya mencionadas y en material en estado remoldeado obtenido de la profundidad de 1.5 m.

Dentro de los perfiles stratigráficos observamos que, por lo general, el agrietamiento vertical y la materia orgánica prevalecen hasta los dos metros de profundidad.

Respecto a la resistencia al corte evaluada con el torcómetro y el penetrómetro de bolsillo, comercialmente disponibles, llevada a cabo en los primeros cuatro sondeos, se muestra la tabla 7.1; de estos resultados podemos concluir que los rangos de medición manejados por el torcómetro, 1 kg/cm^2 , y el penetrómetro, 5 kg/cm^2 , no fueron suficientes para determinar la resistencia del suelo, en las paredes del pozo ni en especímenes en estado remoldeado realizados en el laboratorio, debido a que el suelo resultó más resistente que sus rangos de medición. Además, debemos tener en cuenta que el área de aplicación de ambos aparatos es muy pequeña en comparación con la gran masa de suelo agrietada. Por lo tanto, la comparación de los resultados con el ensaye de compresión simple no es significativa (tabla 7.11).

Por consiguiente, a partir del quinto sondeo -marzo-, se decidió proponer otro penetrómetro y realizar alguna modificación en el dispositivo del torcómetro, para que, ambos, resultaran útiles en suelos duros, como los de la zona de Querétaro.

Los dispositivos utilizados fueron el torcómetro "modificado" y un penetrómetro Proctor (información en página 27 y 29, respectivamente), la forma como se utilizaron está descrita en la

página 36-39 del capítulo No. 6 de este trabajo.

Los resultados obtenidos de estos aparatos se muestran en las tablas 7.2, 7.3, 7.4 y 7.5 para suelos in situ -estado inalterado para compresión simple- y 7.6, 7.7, 7.8, 7.9 y 7.10 para suelos en estado remoldeado; debemos tener presente que la resistencia determinada por el torcómetro es al corte y la determinada por el penetrómetro Proctor es a la penetración.

Por otro lado, el penetrómetro consta de varias extensiones a seleccionar, las cuales tienen diferente área de aplicación y se utilizan en el suelo dependiendo de la consistencia de éste y, por consiguiente, de la dificultad para penetrar.

Un resumen de los valores obtenidos, durante los primeros cuatro sondeos, con estos dispositivos -torcómetro, penetrómetro y compresión simple- se presenta en la tabla 7.11; como podemos observar no podemos encontrar ninguna relación entre los tres debido a que no se definen los valores en los primeros dos ensayos.

No debemos olvidar que cuando se realizan los ensayos del torcómetro y penetrómetro en campo generalmente se buscan áreas de suelo en buen estado para poder penetrar dichos dispositivos; por lo tanto estas mediciones deberán tomarse cuidadosamente bajo criterio ya que no toman en cuenta la masa agrietada de suelo, mediante algún factor de corrección.

Observando los valores de resistencia al corte -torcómetro modificado y ensaye de compresión simple- y a la penetración -penetrómetro Proctor- obtenidas a partir del sondeo No. 5 al 9; pudimos observar y correlacionar, experimentalmente, lo siguiente:

$$\tau \text{ Compresión simple} = 2\tau \text{ Torcómetro}$$

τ Compresión simple = (1/20) resist. Penetrómetro Proctor
y para suelos en estado remoldeado fué:

$$\tau_{\text{inal.}} \text{ Compresión simple} = 1.2 \tau_{\text{remol.}} \text{ Compresión simple}$$

$$\tau_{\text{inal.}} \text{ Compresión simple} = 1.3 \tau_{\text{remol.}} \text{ torcómetro}$$

$$\tau_{\text{inal.}} \text{ Compresión simple} = 0.06 \text{ resist. }_{\text{remol.}} \text{ Penetrómetro Proctor}$$

Es de destacarse, que estas relaciones, aplicadas en la gráfica 7.1, son de carácter empírico y fueron corroboradas con los resultados de un material patrón. Se recomienda realizar un

análisis teórico del Penetrómetro Proctor. Tomando en consideración lo mencionado anteriormente se puede inferir, empíricamente, que dependiendo del aparato que se utilice puede obtenerse el valor en cualquiera de los otros dos ensayos.

En cuanto a la resistencia en un material patrón, se propone un suelo arcilloso remoldeado con un peso específico húmedo menor que el del sitio (1700 kg/m^3) y una humedad de 22% -ver tabla 7.12.

Debemos tener presente el agrietamiento en el suelo (sondeo no. 9) y los pesos específicos de la masa; para tener un mejor criterio y saber interpretar los resultados.

Como se puede observar en el sondeo no. 6 no se obtuvo la resistencia ni con el torcómetro ni con el penetrómetro Proctor, por la consistencia del suelo.

La resistencia al corte, mediante compresión simple, se llevó a cabo en material en estado inalterado y remoldeado obtenido de la profundidad de 1.5 m.

Respecto a la resistencia al corte en el suelo, en estado inalterado y remoldeado, mediante compresión simple a la profundidad de 1.5 m, durante todos los sondeos, se muestran las tablas 7.13-7.20. Todos estos valores están mostrados en la gráfica 7.2.

De la gráfica 7.2, tenemos que en los sondeos número 2, 5, 6, 7 y 8 presentan una resistencia mayor en estado inalterado que en remoldeado debido, quizás, a que el peso específico es mayor que en los otros sondeos; además, se observó que fueron los sondeos con menos agrietamiento en su masa. Sin embargo, en los sondeos número 3, 4 y 9, la resistencia al corte es menor en estado inalterado que en el remoldeado debido a la gran existencia de grietas y materia orgánica que pueden facilitar y determinar el plano de falla. El valor de resistencia máxima a la compresión se tomó cuando falló la probeta por carga, no por excesiva deformación unitaria (2.7% máxima), ya que no existió ésta.

Las fallas obtenidas en los especímenes fueron del tipo frágil para suelo en estado inalterado y plástica en estado remoldeado. Pudimos observar que el suelo en estado remoldeado orienta su falla por las diferentes capas que se le dieron, tal parece que la falla sólo afecta a las capas superficiales, mientras las otras se aprecian

intactas (fig. 7.1). Sin embargo, no hay que descartar todos los errores -de muestreo, labrado e irregularidad en diámetros y alturas, entre otros- que se pueden cometer al realizar la prueba.

De la gráfica 7.3 observamos que a mayor peso específico seco, tanto en suelo en estado inalterado como en remoldeado, la resistencia va incrementándose; la pendiente de la línea en estado inalterado es mayor debido, quizás, a la estructura -estado inalterado y remoldeado- del suelo.

De aquí vemos que abril, junio 95 y noviembre 94 son los meses en los cuales el suelo tiene mayor resistencia debido a que la humedad es menor (no sabemos hasta que valor podría variar debido a que las muestras de suelo se ensayaron con las humedades naturales únicamente); por lo tanto, la disminución en contenido de agua de las arcillas favorece la resistencia del suelo. Debemos destacar que la mínima humedad natural determinada fué de 21.13% no pudiéndose observar el comportamiento de la resistencia del suelo a humedades menores.

En cuanto a la humedad (gráfica 7.4), podemos decir que a mayor humedad, partiendo de 21.13% que fué la mínima registrada, tenemos que la resistencia disminuye en ambos estados -inalterado y remoldeado-; en realidad no sabemos si la resistencia sea máxima a 21.1% de humedad por lo ya explicado. Observemos que abril, junio 95 y noviembre 94 son los meses que reportan menor humedad y, por lo tanto, mayor resistencia.

En la gráfica 7.5 se muestra la variación del peso específico seco y húmedo vs. humedad, de aquí decimos, nuevamente, que abril, junio 95 y noviembre 94 son los meses de mayor peso específico seco y húmedo y, por consiguiente, de mayor resistencia y menor humedad.

Teóricamente, tenemos que el tratamiento mecánico que se les dá a las muestras "remoldeadas" hace que éstas tienden a orientar sus granos adyacentes, rompiendo los enlaces entre ellos. Además, el comportamiento mecánico de un elemento de suelo dependerá en gran parte de la estructura que posea. En general, un suelo de estructura floculada tiene una mayor resistencia, una menor compresibilidad y una mayor permeabilidad que el mismo suelo con la misma relación de vacíos pero en estado disperso. En el remoldeo, la mayor parte de los esfuerzos efectivos que han sido soportados por el esqueleto mineral se transmiten al agua

intersticial (ref. 13). Sin embargo, en un suelo inalterado, la existencia de grietas y materia orgánica en su masa, influye en gran medida de la resistencia al corte.

Según Lafeber, la dirección de la mínima resistencia, en suelos expansivos, se encontró que baja hacia su buzamiento y el eje de máxima resistencia está a lo largo del rumbo. Las propiedades de resistencia están controladas por la dirección predominante del movimiento y fracturamiento (Ref. 14).

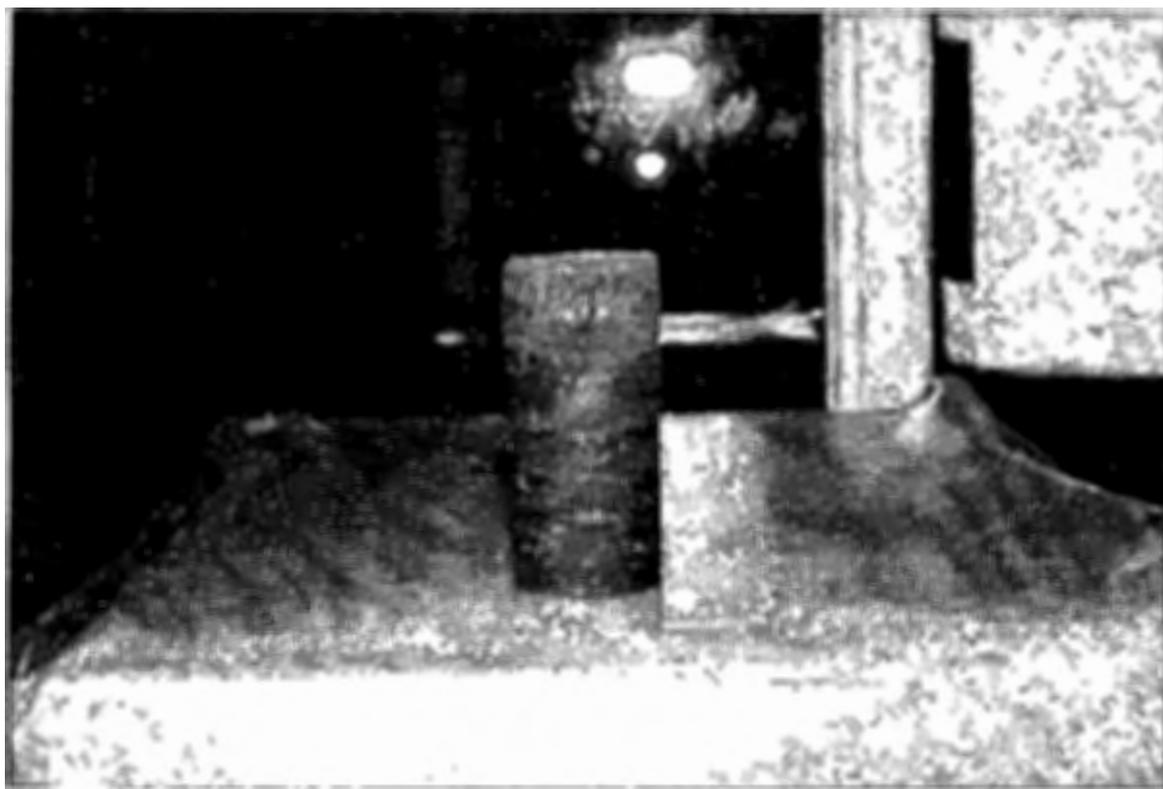


Fig. 7.1 Falla de una probeta de suelo en estado remoldeado.

Respecto a la variación de la resistencia al corte, mediante compresión simple, de un suelo en estado remoldeado con la humedad que contiene (manteniendo el peso específico húmedo constante), se presenta la tabla 7.21 con su respectiva gráfica (7.6). De aquí, encontramos que el suelo de Jurica presenta un máximo valor en resistencia a la humedad de 21%; además, los resultados de los contenidos de agua obtenidos se ubicaron, estadísticamente, dentro de un rango de valores que gráficamente puede representar una curva que podría, posiblemente, reflejar el comportamiento entre cada valor de humedad (gráfica 7.6).

Debemos notar que debido a que se mantuvo el peso específico húmedo, cuando incrementamos el contenido de agua, el peso específico seco disminuye del valor de humedad que se quiera evaluar.

Las humedades de prueba fueron 19, 21, 23, 25 y 27% por considerarse que dentro de este rango de valores se encuentran las humedades naturales en el sitio estudiado. El suelo utilizado fué de un solo sondeo, número cinco, para mantener sus mismas características y propiedades.

Uno de los objetivos de esta investigación incluye continuar y evaluar los trabajos ya realizados sobre succión en el estrato de suelo en Jurica; por consiguiente; las propiedades índice y la determinación de la succión en el suelo se determinaron a cada medio metro a partir de la superficie hasta los tres metros de profundidad.

En primer lugar, en las tablas 7.22-7.30 se muestran las propiedades índice w_p , LL, LP, IP, LC y Ss- y los valores de succión en cada profundidad; además, éstas van acompañadas de su respectivo perfil estratigráfico que incluye la clasificación del suelo según el SUCS, los datos de las propiedades índice y succión graficados, figs. 7.2-7.10.

Cabe hacer notar que no se determinó la succión del suelo durante el mes de septiembre debido a errores en el procedimiento de prueba.

Desde la superficie hasta los tres metros de profundidad, en los nueve sondeos, se tiene arcilla, que se clasifica de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S., como de alta compresibilidad, CH; con excepción del los sondeos número 3, 5, 6 y 7 que muestra una arcilla de baja compresibilidad, CL, en la profundidad de tres metros. La arcilla es de consistencia muy firme y con presencia de grietas y materia orgánica.

La humedad varía entre 14.6% para abril, época de sequía, a la profundidad de 0.5 m y 41.8% para mayo a la misma profundidad -se presentan lluvias-. Podemos observar que la máxima humedad se concentra entre las profundidades de 1.5 y 2.5 m.

Respecto a la variación de humedad con la profundidad hay que

observar que las humedades a 1.5 y 2.0 m son las que se conservan casi constantes durante toda la época del año. Los valores obtenidos a esta profundidad varían entre 22 y 23%, donde los más bajos se presentan en los meses de abril y mayo, aproximadamente 22%.

Debemos hacer notar que la superficie del terreno, dentro de los 0.5 m, está expuesta a cambios de humedad según la época del año; siendo más húmeda en los meses de septiembre y noviembre 94, mayo y julio 95 y más seca en diciembre 94 y enero, marzo, abril y junio 95; lo anterior refiriéndonos al período que abarca este trabajo.

El límite líquido oscila entre 91.21 y 47.28%, los valores más bajos del límite líquido se encuentran a partir de 2.5 m; los valores mayores se determinaron entre las profundidades de 1 y 2 m. No cabe duda que el límite líquido de un suelo es mayor cuando el contenido de partículas menores de dos micras aumenta, los valores más bajos pueden indicar presencia de limos o arena fina. De los perfiles resultó que efectivamente el límite líquido tiene relación con la humedad; a mayor humedad del suelo en la naturaleza, mayor límite líquido presenta.

El límite plástico aumentó en las profundidades 1.5-2.5 m; éste generalmente se presentó en valor mayor que la humedad, sólo en algunos sondeos se presentó o cerca del valor de esta humedad (sondeo 1 y 4). El índice plástico presenta valores máximos entre 1 y 2.5 m. El LC varía generalmente entre 15.5 y 21.3%.

El peso específico relativo de sólidos se encuentra entre 2.57 y 2.69 en todas las profundidades; casi siempre mostrándose estable a cada profundidad en los diferentes sondeos.

La succión muestra valores entre 3.36 y 4 pF en mayo, junio y julio 95 hasta 4.8 presentado en abril 95.

La variación de la succión con el mes de prueba, que incluye esta investigación, se muestra en la gráfica 7.8. La precipitación anual media en la ciudad de Querétaro es de 550 mm, donde la temporada de lluvias se encuentra entre los meses de junio y septiembre, con un promedio total de 450 mm; por lo cual, los valores más bajos de succión se presentan durante esta temporada y los más altos se esperan en tiempo de estiaje -marzo, abril, mayo; sin embargo, se puede observar lo contrario debido quizás a la irregularidad del

clima durante el muestreo y a errores en la medición de la succión, entre otros.

En la gráfica 7.7 se muestra la variación de la resistencia al esfuerzo cortante, mediante compresión simple, vs la succión obtenida en los diferentes meses que incluye la investigación. De aquí podemos observar que, con las humedades naturales de cada mes, a mayor succión, mayor resistencia; sin embargo, no se conoce la frontera donde pueda empezar y finalizar la tendencia afirmada anteriormente por considerar la humedad natural, únicamente.

De la gráfica 7.8 observamos que la succión va disminuyendo de noviembre a marzo -entre 4.5 y 4.3 pF- para luego aumentar en abril hasta 4.7 pF dentro del primer metro y medio del estrato; finalmente los valores descienden, de 4.3 a 4.2 pF en valor promedio, en mayo y julio.

La gráfica 7.9 muestra los cambios bruscos de humedad dentro de los 3.0 m; además, se observa que ésta es máxima en noviembre 94; mientras que los valores menores se presentan en el mes de abril 95. La humedad en septiembre, noviembre y mayo es mayor dentro de la primera capa de 0.5 m y menor en los demás sondeos; sin embargo, ésta tiende a estabilizarse a un mismo valor en todos los meses a 1.5 y 2.0 m de profundidad, presentándose las máximas humedades en la profundidad de 2.0 m.

De la gráfica 7.10 se puede tener una idea acerca de la succión, si la profundidad del sitio y el tiempo (mes) son conocidos. De esta gráfica podemos observar, aproximadamente, que la succión coincide, en valor, a la profundidad de 2.5 m.

En la gráfica 7.11 podemos observar la variación de la succión con la humedad a través de los sondeos. Tomando en cuenta los resultados de trabajos anteriores, Pérez R. y Cortéz O. en 1990, con los que aquí se muestran, tal parece existir un rango de valores en donde se encuentra la succión, 3.9-4.7 pF aproximadamente, y la humedad, 16-24%; no alcanzándose a apreciar un comportamiento definido por ambos.

En cuanto a continuar y recopilar los trabajos ya realizados sobre succión en la zona de Jurica se muestra la tabla 7.31, 7.32 y 7.33 que resumen las actividades llevadas a cabo por Pérez R. y Cortéz O. en 1990 mostrando, además, las que se obtuvieron en este

trabajo. También se realiza una evaluación de la succión durante un mismo mes pero en diferente año, cuando este mes coincide en las investigaciones.

Los meses en los que coincidieron los investigadores y este trabajo fueron marzo, abril, mayo, junio y noviembre; para cada uno de ellos se muestra una gráfica que incluye los datos de cada mes en que se coincidió (gráficas 7.12-7.16, respectivamente).

De estas gráficas, podemos observar que la succión ha ido decreciendo de 1990 a 1995; debemos notar que las evaluaciones de Pérez R 1990, Cortéz O. 1990 y las que se muestran en esta investigación han sido hasta 3 m; revisando las variaciones de succión-profundidad podemos decir que la profundidad de la Capa Activa es posible que se encuentre entre 2.5 y 3.0m; aunque sería recomendable realizar sondeos a mayor profundidad para corroborar lo anterior, ya que en todos los trabajos mostrados, incluyendo este, se llegó a, máximo, 3m de profundidad.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
M. MECANICA DE SUELOS

**RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO EN ESTADO INALTERADO
UTILIZANDO EL TORCOMETRO Y PENETROMETRO DE BOLSILLO.**

LUGAR DE MUESTREO: Jurica, Qro.

SONDEO: Incluye 1- 4

CALCULÓ: Ing. Teresa López Lara.

FECHA DE ELABORACIÓN: Septiembre de 1995.

TABLA 7.1

PROF. (m)	SONDEO # 1		SONDEO # 2		SONDEO # 3		SONDEO # 4	
	A	B	A	B	A	B	A	B
0.5	0.80	0.43	0.75	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
0.5	> 1.00	0.45	0.55	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
0.5	> 1.00	0.45	0.70	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
1.0	> 1.00	> 5.00	0.95	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
1.0	> 1.00	> 5.00	0.90	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
1.0	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
1.5	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
1.5	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
1.5	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
2.0	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
2.0	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
2.0	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
2.5	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
2.5	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
2.5	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
3.0	> 1.00	> 5.00	0.35	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
3.0	> 1.00	> 5.00	0.75	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00
3.0	> 1.00	> 5.00	0.60	> 5.00	> 1.00	> 5.00	> 1.00	> 5.00

A = RESISTENCIA DEL TORCÓMETRO EN kg/cm².

Rango máximo de medición del torcómetro: 1 rev = 1 kg/cm².

B = RESISTENCIA DEL PENETRÓMETRO EN kg/cm².

Rango máximo de medición del penetróm: 5 kg/cm²

> X = MAYOR QUE X

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO.
FACULTAD DE INGENIERIA.
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
M. MECANICA DE SUELOS.

**RESISTENCIAS DEL TORCÓMETRO, PENETRÓMETRO PROCTOR Y COMPRESION SIMPLE
DEL SUELO EN EDO. INALTERADO A 1.5m DE PROF.**

LUGAR DE MUESTREO:

Jurica, Qro.

SONDEO:

5 y 7

CALCULÓ:

Ing. Teresa López Lara.

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre de 1995.

TABLA 7.2

T O R C Ó M E T R O					P E N E T R Ó M E T R O ext = 1/10 in ²					C O M P R E S I O N S I M P L E				
SOND. (#)	LECTURA (kg*cm)	RESIST. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DES. ESTAND.	SOND. (#)	LECTURA (lb)	RESIST. PENETRAC. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DES. ESTAN.	# PROB.	DEFORM. UNIT. (%)	RESIST. CORTE (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DES. ESTAND.
5	20.0	1.58	1.68	0.1345	5	98.0	72.56	67.16	5.1724	1	2.73	5.35	5.97	0.5915
5	22.5	1.78			5	84.0	62.25			2	2.16	6.96		
5	23.0	1.82			5	90.0	66.67			3	2.00	6.66		
5	21.5	1.70								4	2.30	6.03		
5	19.0	1.50								5	1.83	5.64		
										6	1.91	5.84		
										7	1.77	5.46		
										8	2.56	6.41		
										9	2.18	5.37		

TABLA 7.3

T O R C Ó M E T R O					P E N E T R Ó M E T R O ext = 1/20 in ²					C O M P R E S I O N S I M P L E				
SONDEO (#)	LECTURA (kg*cm)	RESIST. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DES. ESTAND.	SONDEO (#)	LECTURA (lb)	RESIST. PENETRAC. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DES. ESTAN.	# PROBETA (#)	DEFORM. UNIT. (%)	RESIST. CORTE (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DES. ESTAND.
7	42.0	3.32	3.67	0.3898	7	84.0	126.16	134.44	11.9343	1	2.19	7.33	5.93	1.1055
7	52.0	4.12			7	90.0	135.21			2	1.43	4.97		
7	47.0	3.72			7	84.0	126.16			3	2.73	5.61		
7	42.5	3.36			7	105.0	157.72			4	2.65	5.27		
7	52.5	4.16			7	86.0	129.20			5	2.74	7.95		
7	42.5	3.36			7	88.0	132.20			6	2.03	5.11		
										7	2.56	5.85		
										8	1.41	5.32		

NOTA: ext. se refiere al área de la aguja de penetración.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO.
FACULTAD DE INGENIERIA.
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
M. MECANICA DE SUELOS.

**RESISTENCIAS DEL TORCÓMETRO, PENETRÓMETRO PROCTOR Y COMPRESION SIMPLE
DEL SUELO EN EDO. INALTERADO A 1.5m DE PROF.**

LUGAR DE MUESTREO:
CALCULÓ:

Jurica, Qro.
Ing. Teresa López Lara.

SONDEO:
FECHA DE ELABORACIÓN:

8 y 9
Septiembre de 1995.

TABLA 7.4

T O R C O M E T R O					P E N E T R O M E T R O ext = 1/10 in ²					C O M P R E S I O N S I M P L E				
SONDEO (#)	LECTURA (kg*cm)	RESIST. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	SONDEO (#)	LECTURA (lb)	RESIST. PENETRAC. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAN.	# PROBETA (#)	DEFORM. UNIT. (%)	RESIST. CORTE (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
8	37.0	2.93	2.73	0.1448	8	122.0	90.23	84.05	3.5140	1	1.38	4.47	4.54	0.8111
8	34.0	2.69			8	112.0	82.87			2	1.50	3.70		
8	35.0	2.77			8	112.0	82.87			3	0.93	4.27		
8	32.0	2.53			8	110.0	81.40			4	1.90	5.11		
8	37.0	2.93			8	112.0	82.87			5	1.93	6.23		
8	34.0	2.69								6	1.89	4.37		
8	33.0	2.61								7	2.34	3.79		
8	33.0	2.61								8	1.88	4.35		
8	36.0	2.85												

TABLA 7.5

T O R C O M E T R O					P E N E T R O M E T R O ext = 1/10 in ²					C O M P R E S I O N S I M P L E				
SONDEO (#)	LECTURA (kg*cm)	RESIST. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	SONDEO (#)	LECTURA (lb)	RESIST. PENETRAC. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAN.	# PROBETA (#)	DEFORM. UNIT. (%)	RESIST. CORTE (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
9	24.0	1.90	2.06	0.2627	9	60.0	44.57	44.57	2.4046	1	1.36	1.44	1.28	0.3020
9	27.5	2.18			9	64.0	47.52			2	1.77	1.43		
9	22.5	1.78			9	56.0	41.63			3	0.86	0.90		
9	23.0	1.82			9	60	44.57			4	1.18	1.17		
9	30.0	2.37								5	1.27	1.01		
9	29.5	2.33								6	1.57	1.70		

NOTA: ext. se refiere al área de la aguja de penetración.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO.
FACULTAD DE INGENIERIA.
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
M. MECANICA DE SUELOS.

**RESISTENCIAS DEL TORCÓMETRO, PENETRÓMETRO PROCTOR Y COMPRESION SIMPLE
DEL SUELO EN EDO. REMOLDEADO A 1.5m DE PROF.**

LUGAR DE MUESTREO:
CALCULÓ:

Jurica, Qro.
Ing. Teresa López Lara.

SONDEO:

5 - 9

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre de 1995.

TABLA 7.6

T O R C Ó M E T R O					P E N E T R Ó M E T R O ext = 1/10 in'					C O M P R E S I O N S I M P L E				
SOND.	LECTURA	RESIST.	RESIST.	DESV.	SOND.	LECTURA	RESIST.	RESIST.	DESV.	#	DEFORM.	RESIST.	RESIST.	DESV.
(#)	(kg*cm)	(kg/cm ²)	PROM. (kg/cm ²)	ESTAND.	(#)	(lb)	(kg/cm ²)	PROM. (kg/cm ²)	ESTAN.	PROB.	UNIT.	CORTE (kg/cm ²)	PROM. (kg/cm ²)	ESTAND.
5	48.0	3.65	3.20	0.3289	5	80.0	59.48	61.39	1.7555	1	1.16	3.76	3.84	0.4445
5	41.0	3.12			5	82.0	60.92			2	1.44	3.38		
5	45.0	3.42			5	80.0	59.48			3	1.48	3.58		
5	47.5	2.85			5	84	62.35			4	2.34	4.66		
5	39.0	2.97			5	86	63.78			5	1.98	3.47		
					5	86.0	63.78			6	2.12	4.13		
					5	80.0	59.48			7	1.96	3.95		
					5	82	60.92							
					5	84	62.35							

TABLA 7.7

T O R C Ó M E T R O					P E N E T R Ó M E T R O ext = 1/20 in'					C O M P R E S I O N S I M P L E				
SONDEO	LECTURA	RESIST.	RESIST.	DESV.	SONDEO	LECTURA	RESIST.	RESIST.	DESV.	#	DEFORM.	RESIST.	RESIST.	DESV.
(#)	(kg*cm)	(kg/cm ²)	PROM. (kg/cm ²)	ESTAND.	(#)	(lb)	(kg/cm ²)	PROM. (kg/cm ²)	ESTAN.	PROBETA (#)	UNIT. (%)	CORTE (kg/cm ²)	PROM. (kg/cm ²)	ESTAND.
6	43.0	3.27	3.66	0.3857	6	140.0	102.49	106.59	2.1008	1	3.08	5.99	5.05	0.8793
6	54.0	4.11			6	144.0	105.36			2	2.22	4.39		
6	47.5	3.61			6	148.0	108.23			3	2.62	5.93		
6	43.5	3.31			6	146.0	106.80			4	1.92	3.73		
6	52.5	4.00			6	148.0	108.23			5	2.27	5.18		
					6	146.0	106.80			6	2.53	5.06		
					6	148.0	108.23							

NOTA: ext. se refiere al área de la aguja de penetración.

TABLA 7.8

T O R C O M E T R O					P E N E T R O M E T R O ext = 1/10 in ²					C O M P R E S I O N S I M P L E				
SONDEO (#)	LECTURA (kg*cm)	RESIST. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	SONDEO (#)	LECTURA (lb)	RESIST. PENETRAC. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAN.	# PROBETA (#)	DEFORM. UNIT. (%)	RESIST. CORTE (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
7	48.0	3.65	3.77	0.1489	7	132.0	96.76	92.03	3.3462	1	2.68	5.32	5.35	0.9103
7	48.0	3.65			7	122.0	89.59			2	2.50	5.19		
7	50.0	3.81			7	127.0	93.17			3	2.60	4.51		
7	52.0	3.96			7	126.0	92.46			4	2.74	4.93		
					7	120.0	88.16			5	3.14	6.19		
										6	3.59	6.92		
										7	2.91	4.41		

TABLA 7.9

T O R C O M E T R O					P E N E T R O M E T R O ext = 1/10 in ²					C O M P R E S I O N S I M P L E				
SONDEO (#)	LECTURA (kg*cm)	RESIST. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	SONDEO (#)	LECTURA (lb)	RESIST. PENETRAC. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAN.	# PROBETA (#)	DEFORM. UNIT. (%)	RESIST. CORTE (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
8	60.0	4.57	5.08	0.7064	8	148.0	108.23	108.23	0.0000	1	2.13	4.26	4.43	0.5339
8	81.0	6.16			8	148.0	108.23			2	2.62	5.28		
8	70.0	5.33			8	148.0	108.23			3	2.53	3.86		
8	65.0	4.95			8	148.0	108.23			4	2.11	4.04		
8	57.5	4.38								5	2.00	4.86		
										6	2.12	4.29		

TABLA 7.10

T O R C O M E T R O					P E N E T R O M E T R O ext = 1/10 in ²					C O M P R E S I O N S I M P L E				
SOND. (#)	LECTURA (kg*cm)	RESIST. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	SOND. (#)	LECTURA (lb)	RESIST. PENETRAC. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAN.	# PROB. (#)	DEFORM. UNIT. (%)	RESIST. CORTE (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
9	59.0	4.49	4.37	0.2044	9	121.0	88.87	91.74	4.0363	1	2.95	4.86	5.10	0.6221
9	58.0	4.41			9	118.0	86.72			2	2.65	4.83		
9	62.0	4.72			9	124.0	91.02			3	2.13	4.35		
9	56.0	4.26			9	132.0	96.76			4	3.15	5.65		
9	54.0	4.11			9	130.0	95.33			5	2.25	5.84		
9	55.0	4.19			9	130.0	95.33							
9	57.5	4.38			9	120.0	88.16							

NOTA: ext. se refiere al área de la aguja de penetración.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
 M. MECÁNICA DE SUELOS

68

**RESUMEN DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO EN EDO.
 INALTERADO Y REMOLDEADO A 1.5m DE PROFUNDIDAD USANDO EL
 TORCÓMETRO, PENETRÓMETRO Y COMPRESIÓN SIMPLE**

LUGAR DE MUESTR Jurica, Qro. SONDEO: #1 - #9
 CALCULÓ: Ing. Teresa López Lara. FECHA DE ELABOR Sept 95.

TABLA 7.11

ESTADO INALTERADO				ESTADO REMOLDEADO			
SONDEO #	A	B	C	SONDEO #	A	B	SONDEO #
1	>1.0	>5.0	*	1	>1.0	>5.0	*
2	>1.0	>5.0	4.09	2	>1.0	>5.0	3.56
3	>1.0	>5.0	2.62	3	>1.0	>5.0	2.71
4	>1.0	>5.0	3.64	4	>1.0	>5.0	4.35
5	1.68	67.16	5.97	5	3.20	61.39	3.84
6	**	**	7.48	6	3.66	106.59	5.05
7	3.67	134.44	5.93	7	3.77	92.03	5.35
8	2.73	84.05	4.54	8	5.08	108.23	4.43
9	2.06	44.57	1.28	9	4.37	91.74	5.10

- A = Resistencia del Torcómetro en kg/cm².
- B = Resistencia del Penetrómetro en kg/cm².
- C = Resistencia al corte de compresión simple.
- >X = Mayor que x.

Rango máximo de medición del Tor 1 rev = 1 kg/cm²

Rango máximo de medición del Penetrómetro de bol 5 kg/cm²

* = No se realizó ensaye en este sondeo por la dificultad de labrado debido al excesivo agrietamiento.

NOTAS: El rango máximo de medición del penetrómetro próctor depende del área del equipo de penetración utilizada, el valor máximo de la escala es 150 lb, con 2 lb de división.

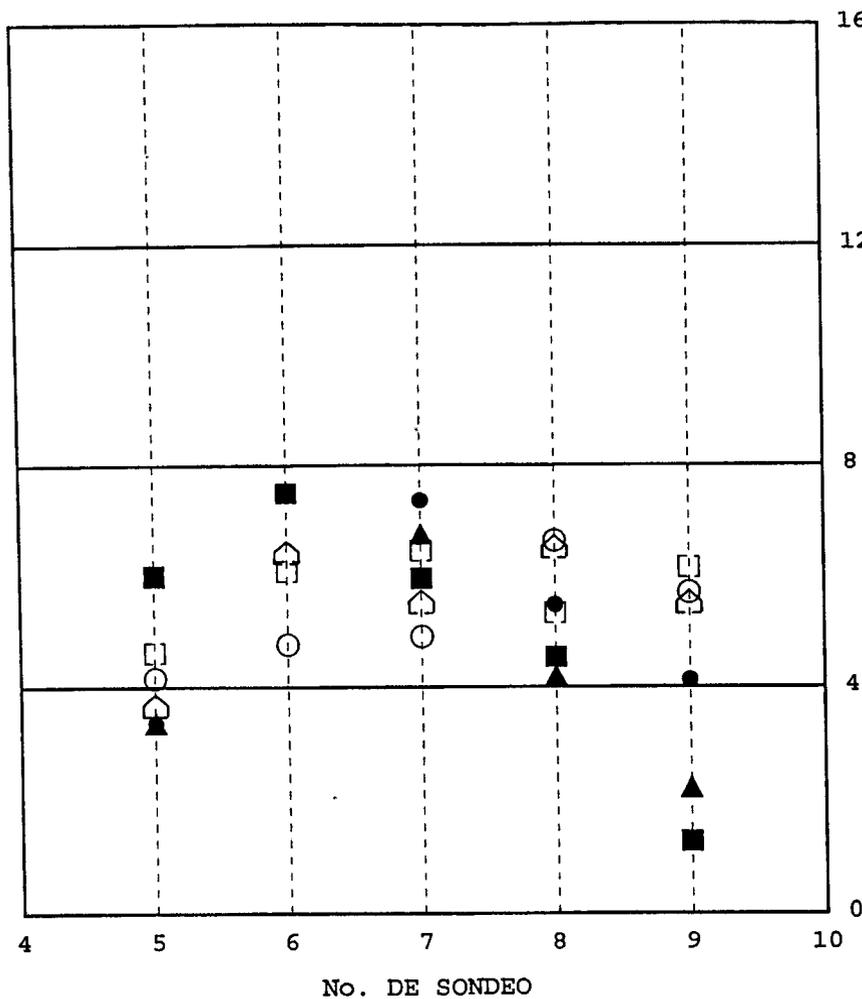
- El rango máximo del torcómetro modificado = 6.85 kg/cm²

- Para los sondeos de 1-4 utilizamos el torcómetro y el penetrómetro de bolsillo, a partir del sondeo No. 5 fué el torcómetro modificado y el penetrómetro próctor.

** En el sondeo No. 6 no se obtuvo medición ni con el torcómetro ni con el penetrómetro próctor por la dificultad para insertar ambos aparatos en el suelo debido a su dureza.

RELACIONES EMPÍRICAS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN EL SUELO
 EN DIFERENTES MESES DE PRUEBA.

GRÁFICA 7.1



Simbología

- ⬆ Penetrómetro Proctor, edo. remoldeado.
- Compresión Simple, edo. remoldeado.
- Torcómetro, edo. remoldeado
- ▲ Penetrómetro Proctor, edo. inalterado.
- Compresión simple, edo. inalterado
- Torcómetro, edo. inalterado.

NOTAS:

EL SUELO FUÉ OBTENIDO A 1.5 m DE PROFUNDIDAD, SE TRABAJÓ EN ESTADO INALTERADO Y REMOLDEADO; LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE SE DETERMINÓ MEDIANTE: TORCOMETRO, COMPRESIÓN SIMPLE Y PENETRÓMETRO PROCTOR. SONDEOS S5-S9: MAR, ABR, MAY, JUN, Y JUL 1995.

EN EL SONDEO No. 6 NO SE OBTUVO LA RESISTENCIA IN SITU CON EL TORCOMETRO Y PENETRÓMETRO PROCTOR POR LA CONSISTENCIA DEL SUELO.

Las relaciones que, aproximadamente, resultaron empíricamente, para estos suelos fueron:

a) en estado inalterado:

τ Compresión simple = 2 τ Torcómetro

τ Compresión simple = (1/20) resis. Penetrómetro P

b) en estado remoldeado:

τ inal. Comp. simple = 1.2 τ remol. Comp. simple

τ inal. Comp. simple = 1.3 τ remol. Torcómetro

τ inal. Comp. simple = 0.06 τ resist. remol. Penet. P.

ESTAS RELACIONES FUERON CORROBORADAS CON AQUELLAS OBTENIDAS DE UN MATERIAL IDEAL PATRÓN; ADEMÁS, LOS AJUSTES SE HICIERON TOMANDO COMO BASE LOS RESULTADOS DEL ENSAYE DE COMPRESIÓN SIMPLE, POR CONSIDERARSE EL MÁS REPRESENTATIVO, EN LOS MESES DE MARZO, ABRIL Y MAYO 95 DEBIDO A QUE SE OBSERVO MAYOR HOMOGENEIDAD EN EL MATERIAL; YA QUE CASI NO TENIA GRIETAS NI MATERIA ORGÁNICA.

ING. TERESA LÓPEZ LARA.
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO.
 SEPTIEMBRE DE 1995

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO.
FACULTAD DE INGENIERIA.
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
M. MECANICA DE SUELOS.

RESISTENCIAS DEL TORCÓMETRO, PENETRÓMETRO PROCTOR Y COMPRESION SIMPLE EN UN SUELO REMOLDEADO.

LUGAR DE MUESTREO:
CALCULÓ:

Jurica, Qro.
Ing. Teresa López Lara.

SONDEO:
FECHA DE ELABORACIÓN:

Unico
Septiembre de 1995.

TABLA 7.12

T O R C Ó M E T R O					P E N E T R Ó M E T R O ext = 1/10 in ²					C O M P R E S I O N S I M P L E				
ENSAYE (#)	LECTURA (kg*cm)	RESIST. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	ENSAYE (#)	LECTURA (lb)	RESIST. PENETRAC. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAN.	# PROB. (#)	DEFORM. UNIT. (%)	RESIST. CORTE (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
1	15.3	1.16	1.26	0.1123	1	69.0	51.60	49.20	2.34	1	1.40	1.80	1.90	0.1393
2	17.0	1.29			2	68.0	50.90			2	1.43	1.97		
3	16.0	1.22			3	67.0	50.17			3	1.71	1.80		
4	17.0	1.29			4	60.0	45.16			4	1.83	1.90		
5	17.5	1.33			5	66.0	49.46			5	2.05	2.00		
6	15.0	1.14			6	60.0	45.16			6	1.90	1.72		
7	14.5	1.10			7	63.0	47.30			7	2.18	1.68		
8	17.5	1.33			8	66.0	49.46			8	1.70	2.00		
9	17.5	1.33			9	66.0	49.46			9	1.40	2.00		
10	18.8	1.43			10	69.0	51.61			10	2.03	2.10		
11	19.0	1.45			11	68.0	50.90							

NOTAS: ext. se refiere al área de la aguja de penetración.

El suelo con el que se trabajó fué de Jurica; su peso específico humedo, en estado remoldeado, fué de 1400 kg/m³ a humedad constante.

Estos ensayos son únicamente para la calibración de los aparatos en cuanto a las resistencias obtenidas.

**RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE MEDIANTE COMPRESION SIMPLE DE PROBETAS EN ESTADO
INALTERADO Y REMOLDEADO.**

LUGAR DE MUESTREO: Jurica, Qro.
CALCULÓ: Ing. Teresa López Lara

No. DE SONDEO: # 2 Y 3
FECHA DE ELABORACIÓN: Septiembre 1995

TABLA 7.13

S O N D E O # 2 $\gamma = 1758.77 \text{ kg/m}^3$ ESTADO INALTERADO					S O N D E O # 2 ESTADO REMOLDEADO				
# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
1	2.35	4.43	4.09	0.4316	1	4.15	4.09	3.66	0.3227
2	2.46	3.53			2	4.45	4.20		
3	2.00	4.61			3	3.90	3.78		
4	1.75	3.88			4	3.68	3.24		
5	1.71	3.99			5	3.19	3.57		
					6	3.29	3.52		
					7	3.57	3.66		
					8	3.20	3.30		
					9	3.80	3.61		

TABLA 7.14

S O N D E O # 3 $\gamma = 1702.7 \text{ kg/m}^3$ ESTADO INALTERADO					S O N D E O # 3 ESTADO REMOLDEADO				
# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
1	2.17	1.99	2.61	0.8925	1	2.03	2.36	2.71	0.5387
2	1.74	2.88			2	1.57	2.35		
3	1.98	3.94			3	1.99	2.52		
4	1.25	1.71			4	2.20	3.72		
5	1.26	2.12			5	1.42	2.54		
6	1.14	1.79			6	1.88	2.61		
7	1.33	1.53			7	2.20	2.22		
8	2.18	4.47			8	2.04	3.38		
9	1.50	2.88							
10	1.18	1.86							
11	1.56	2.92							
12	1.18	2.84							
13	1.40	3.07							

**RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE MEDIANTE COMPRESION SIMPLE DE PROBETAS EN ESTADO
INALTERADO Y REMOLDEADO.**

LUGAR DE MUESTREO: Jurica, Qro.
CALCULÓ: Ing. Teresa López Lara

No. DE SONDEO: # 4 Y 5
FECHA DE ELABORACIÓN: Septiembre 1995

TABLA 7.15

S O N D E O # 4 $\gamma = 1740.52 \text{ kg/m}^3$ ESTADO I N A L T E R A D O					S O N D E O # 4 ESTADO R E M O L D E A D O				
# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
1	2.15	4.45	3.64	1.0176	1	2.71	4.26	4.46	0.5921
2	1.85	3.02			2	2.44	4.79		
3	1.28	3.20			3	2.61	4.71		
4	1.64	3.85			4	2.13	3.65		
5	1.55	2.28			5	1.75	4.10		
6	1.86	3.89			6	2.73	5.09		
7	2.06	5.05			7	1.43	3.84		
8	1.93	5.47			8	2.18	5.28		
9	1.29	2.83							
10	1.60	2.57							
11	1.50	3.44							

TABLA 7.16

S O N D E O # 5 $\gamma = 1708 \text{ kg/m}^3$ ESTADO I N A L T E R A D O					S O N D E O # 5 ESTADO R E M O L D E A D O				
# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
1	2.73	5.35	5.97	0.5915	1	1.16	3.76	3.84	0.4445
2	2.16	6.96			2	1.44	3.38		
3	2.00	6.66			3	1.48	3.58		
4	2.30	6.03			4	2.34	4.66		
5	1.83	5.64			5	1.98	3.47		
6	1.91	5.84			6	2.12	4.13		
7	1.77	5.46			7	1.96	3.95		
8	2.56	6.41							
9	2.18	5.37							

**RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE MEDIANTE COMPRESION SIMPLE DE PROBETAS EN ESTADO
INALTERADO Y REMOLDEADO.**

LUGAR DE MUESTREO: Jurica, Oro.
CALCULÓ: Ing. Teresa López Lara

No. DE SONDEO: # 6 Y 7
FECHA DE ELABORACIÓN: Septiembre 1995

TABLA 7.17

S O N D E O # 6 $\gamma = 1743 \text{ kg/m}^3$ E S T A D O I N A L T E R A D O					S O N D E O # 6 E S T A D O R E M O L D E A D O				
# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
1	1.65	6.79	7.48	0.7041	1	3.08	5.99	5.05	0.8793
2	2.22	7.30			2	2.22	4.39		
3	1.77	7.59			3	2.62	5.93		
4	1.59	6.65			4	1.92	3.73		
5	1.72	8.35			5	2.27	5.18		
6	1.95	8.19			6	2.53	5.06		

TABLA 7.18

S O N D E O # 7 $\gamma = 1732 \text{ kg/m}^3$ E S T A D O I N A L T E R A D O					S O N D E O # 7 E S T A D O R E M O L D E A D O				
# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
1	2.19	7.33	5.93	1.1055	1	2.68	5.32	5.35	0.9103
2	1.43	4.97			2	2.50	5.19		
3	2.73	5.61			3	2.60	4.51		
4	2.65	5.27			4	2.74	4.93		
5	2.74	7.95			5	3.14	6.19		
6	2.03	5.11			6	3.59	6.92		
7	2.56	5.85			7	2.91	4.41		
8	1.42	5.32							

**RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE MEDIANTE COMPRESION SIMPLE DE PROBETAS EN ESTADO
INALTERADO Y REMOLDEADO.**

LUGAR DE MUESTREO: Jurica, Qro.

No. DE SONDEO: # 8 Y 9

CALCULÓ: Ing. Teresa López Lara

FECHA DE ELABORACIÓN: Septiembre 1995

TABLA 7.19

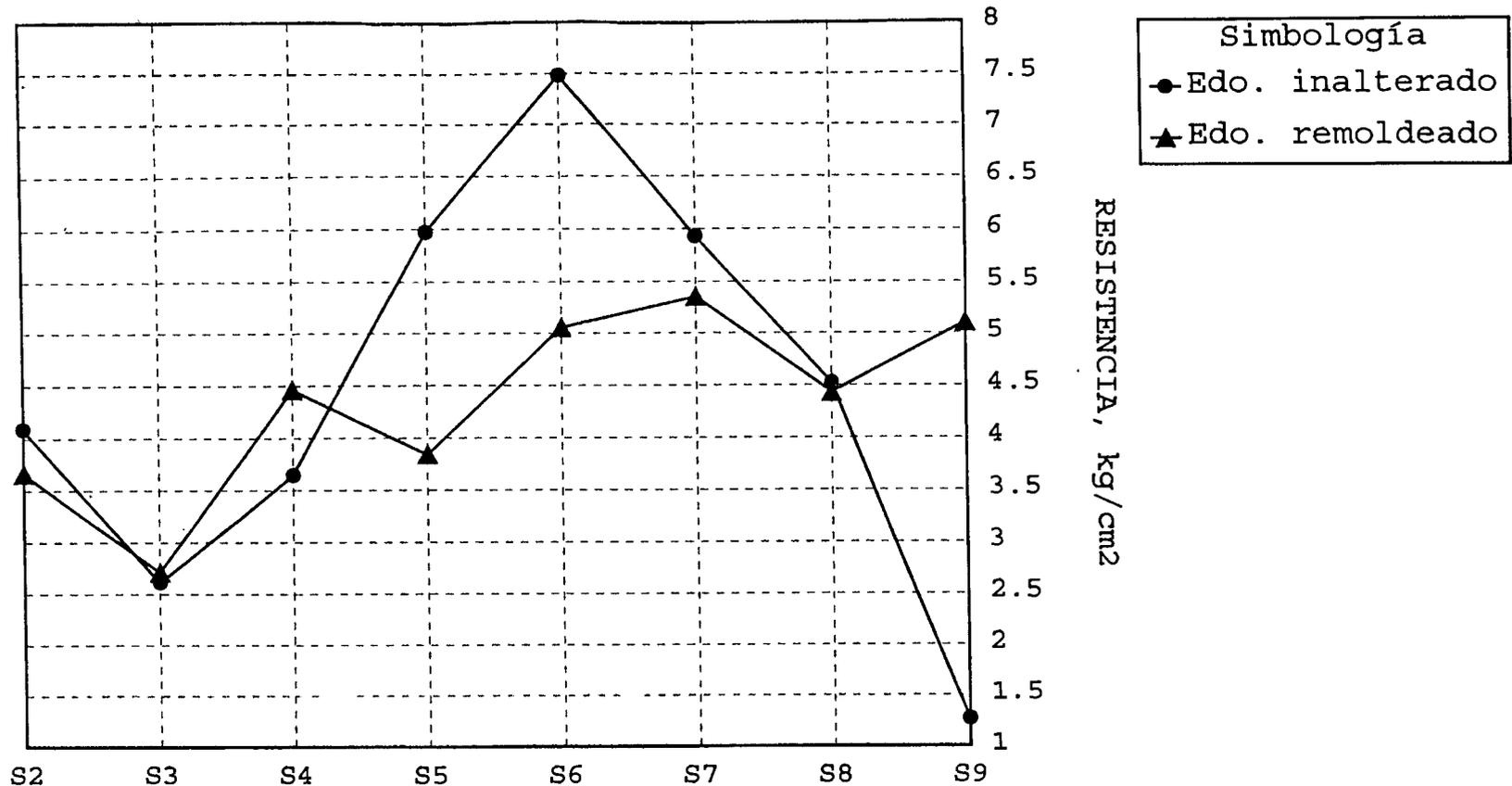
S O N D E O # 8 ESTADO INALTERADO $\gamma = 1740 \text{ kg/m}^3$					S O N D E O # 8 ESTADO REMOLDEADO				
# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
1	1.38	4.47	4.53	0.8111	1	2.13	4.26	4.43	0.5339
2	1.50	3.70			2	2.62	5.28		
3	0.93	4.27			3	2.53	3.86		
4	1.90	5.11			4	2.11	4.04		
5	1.93	6.23			5	2.00	4.86		
6	1.89	4.37			6	2.12	4.29		
7	2.34	3.79							
8	1.88	4.35							

TABLA 7.20

S O N D E O # 9 ESTADO INALTERADO $\gamma = 1710 \text{ kg/m}^3$					S O N D E O # 9 ESTADO REMOLDEADO				
# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.	# PROBETA	DEFORM. UNITARIA (%)	RESIST. AL CORTE. (kg/cm ²)	RESIST. PROM. (kg/cm ²)	DESV. ESTAND.
1	1.36	1.44	1.27	0.3020	1	2.95	4.86	5.10	0.6221
2	1.77	1.43			2	2.65	4.83		
3	0.86	0.90			3	2.13	4.35		
4	1.18	1.17			4	3.15	5.65		
5	1.27	1.01			5	2.25	5.84		
6	1.57	1.70							

VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN
PRUEBAS DE COMPRESION SIMPLE DE CADA SONDEO.

GRÁFICA 7.2



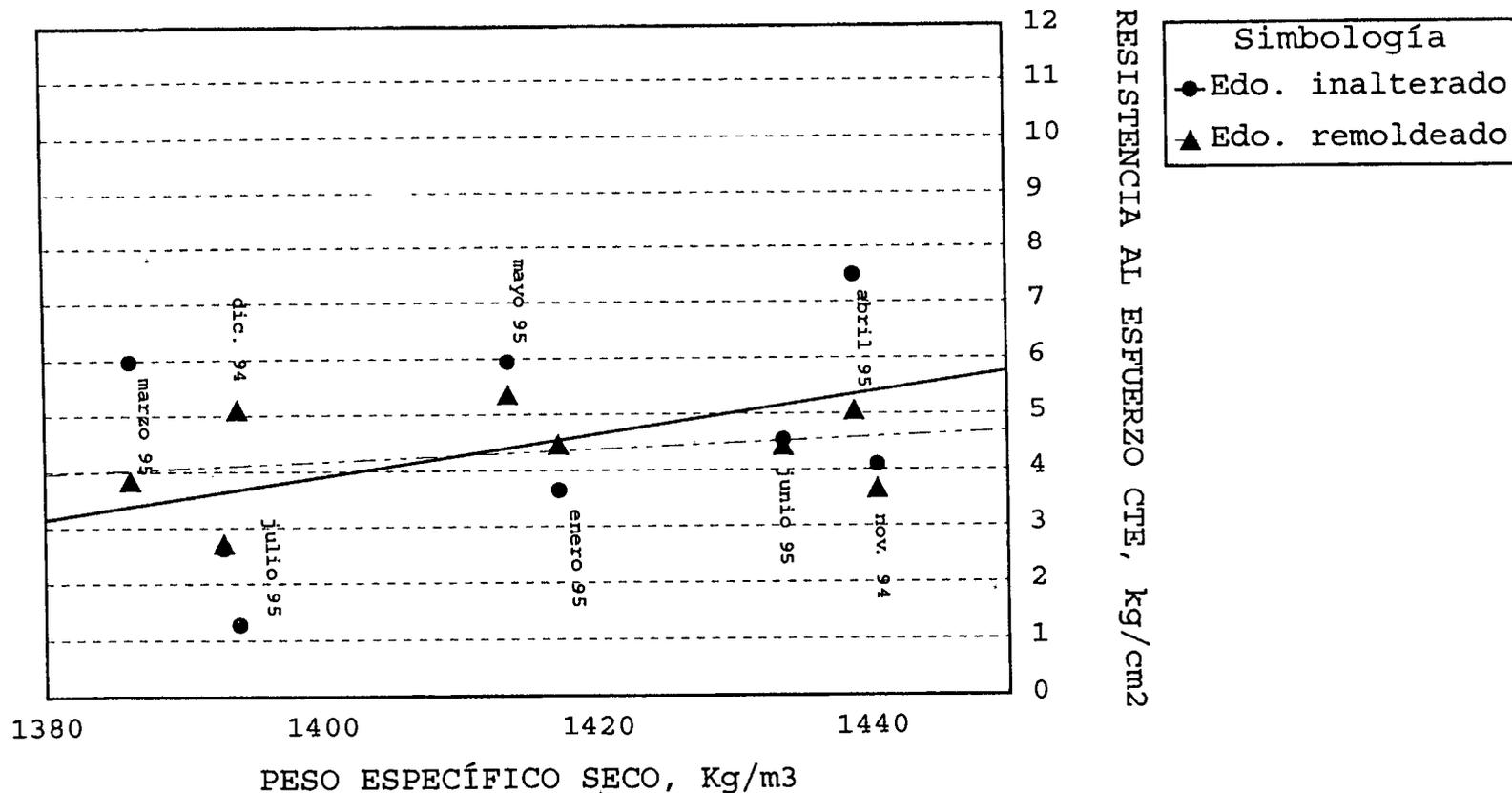
	# SONDEO							
γ_m (kg/m ³)	1759	1703	1741	1708	1743	1732	1740	1710
γ_d (kg/m ³)	1441	1394	1417	1386	1439	1414	1433	1394
ω (%)	22.1	22.2	22.9	23.2	21.1	22.5	21.4	22.7

ING. TERESA LÓPEZ LARA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SEPTIEMBRE DE 1995.

NOTAS: S2, S3, S4: NOV 94, DIC 94 Y ENE 95.
S5-S9: MAR, ABR, MAY, JUN Y JUL 1995.
S1: Este sondeo no se realizó por el agrietamiento.
El suelo fué obtenido a 1.5 m de profundidad y se trabajó en estado inalterado y remoldeado.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN PRUEBAS DE
COMPRESIÓN SIMPLE vs PESO ESPECÍFICO SECO.

GRÁFICA 7.3



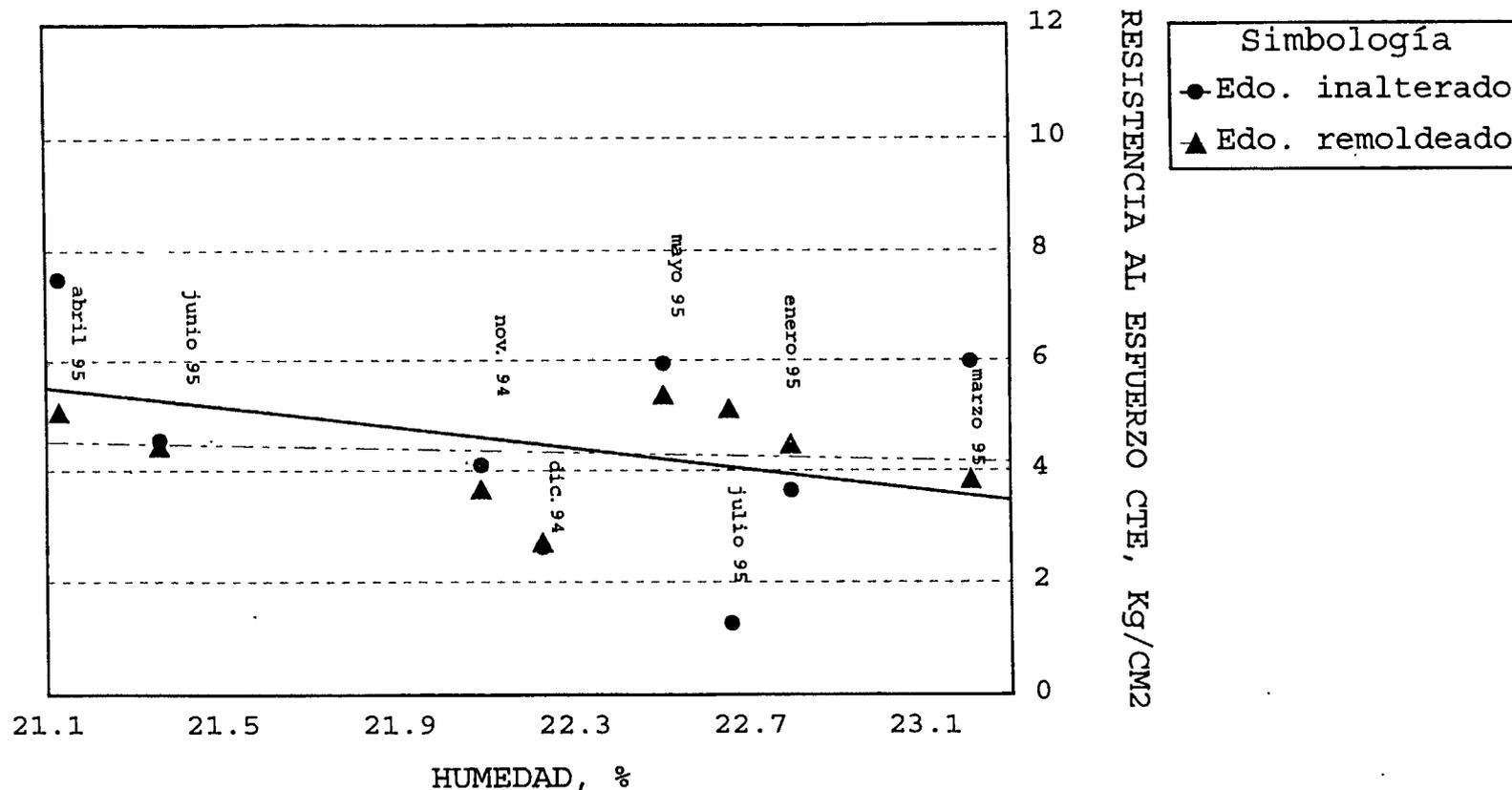
Notas:

Estos valores son los obtenidos durante la investigación en los nueve sondeos, a una profundidad de 1.5 m.

ING. TERESA LÓPEZ LARA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SEPTIEMBRE DE 1995.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN PRUEBAS DE
 COMPRESIÓN SIMPLE vs HUMEDAD

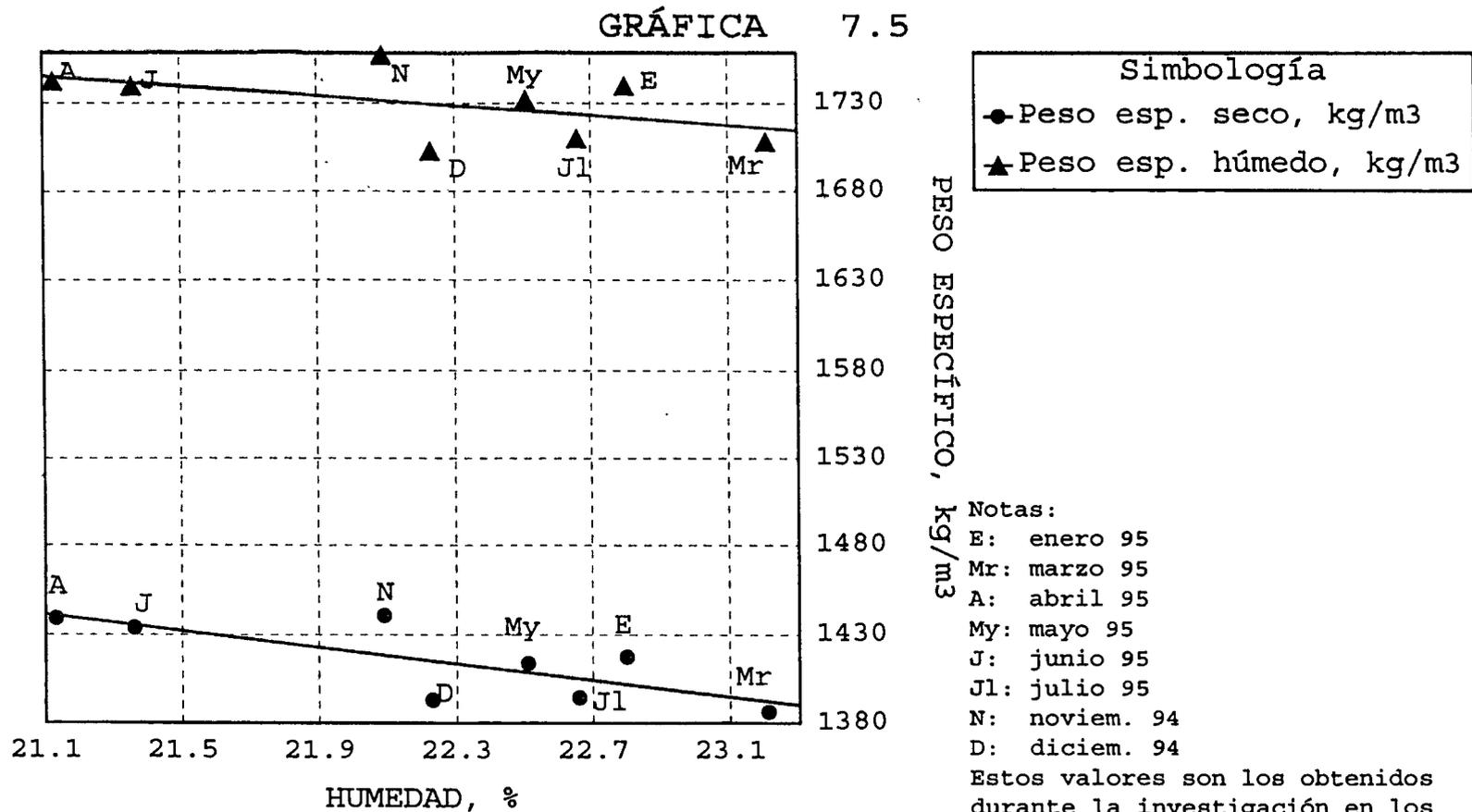
GRÁFICA 7.4



ING. TERESA LÓPEZ LARA
 DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
 SEPTIEMBRE DE 1995.

Notas:
 Estos valores son los obtenidos durante la
 investigación en los nueve sondeos, a una
 profundidad de 1.5 m.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
PESO ESPECÍFICO SECO VS HUMEDAD DEL SUELO.



ING. TERESA LÓPEZ LARA
 DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
 SEPTIEMBRE DE 1995.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO.
FACULTAD DE INGENIERIA.
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO.
M. MECANICA DE SUELOS

RELACION ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE MEDIANTE COMPRESIÓN SIMPLE
DE UN SUELO EN ESTADO REMOLDEADO Y SU HUMEDAD.

HUMEDADES CONSIDERADAS: 19, 21, 23, 25 Y 27%

LUGAR DE MUESTREO: Jurica, Qro.
CALCULO: Ing. Teresa López Lara.

SONDEO: Unico (#5)
FECHA DE ELABORACION: Septiembre de 1995.

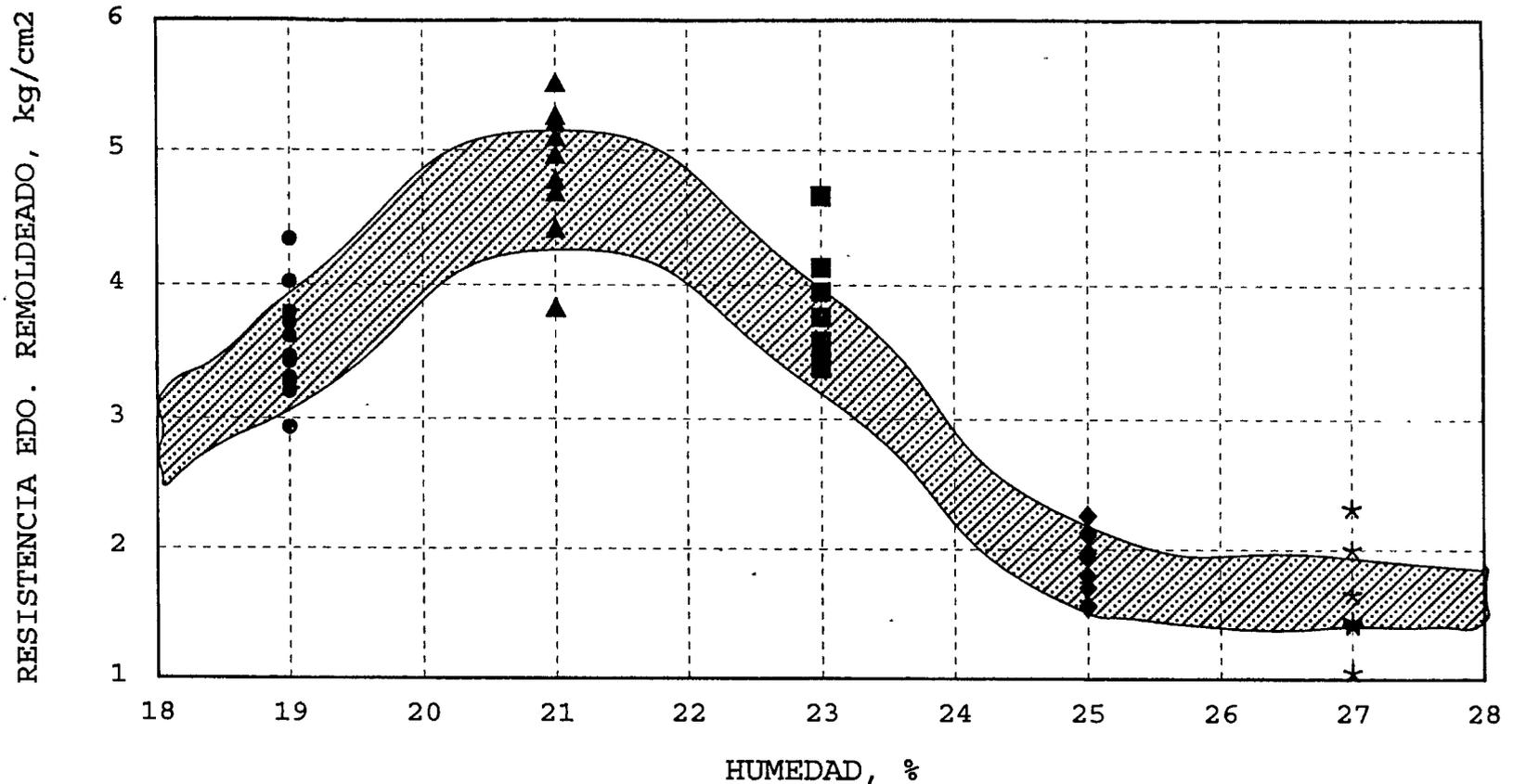
TABLA 7.21

# PROB.	W = 19% $\gamma_d = 1435.3 \text{ kg/m}^3$			W = 21% $\gamma_d = 1411.6 \text{ kg/m}^3$			W = 23% $\gamma_d = 1388.6 \text{ kg/m}^3$			W = 25% $\gamma_d = 1366.4 \text{ kg/m}^3$			W = 27% $\gamma_d = 1344.9 \text{ kg/m}^3$		
	RESIST. AL CORTE (kg/cm2)	RESIST. PROM. (kg/cm2)	DESV. EST.												
1	3.45	3.56	0.3732	3.83	4.90	0.4921	3.76	3.84	0.4445	2.11	1.89	0.2550	2.32	1.61	0.4229
2	3.42			5.51			3.38			1.97			1.65		
3	2.93			5.21			3.58			1.70			2.00		
4	3.20			5.26			4.66			1.93			1.05		
5	3.46			4.97			3.47			1.79			1.43		
6	3.30			5.10			4.13			1.56			1.45		
7	4.34			4.69			3.95			2.26			1.41		
8	3.79			4.78						1.55					
9	3.61			4.42						2.13					
10	3.71			5.21											
11	3.26														
12	4.02														
13	3.79														

NOTA: El Sondeo # 5 se llevó a cabo en Marzo de 1995 y su $\gamma_m = 1708 \text{ kg/m}^3$.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE vs HUMEDAD.

GRÁFICA 7.6



ING. TERESA LÓPEZ LARA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SEPTIEMBRE DE 1995.

HUMEDAD, %

Notas:

Las humedades consideradas son 19, 21, 23, 25 y 27%.

El suelo del sondeo No. 5 obtenido a 1.5 m de profundidad, se trabajó en estado inalterado y remoldeado.

La franja indica, aproximadamente, el rango probable donde puede encontrarse el valor de la resistencia.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO.
 FACULTAD DE INGENIERIA.
 DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO.
 M. MECANICA DE SUELOS.

RESUMEN DE PROPIEDADES INDICE Y DE SUCCION DEL SUELO POR CADA SONDEO.

LUGAR DE MUESTREO: Jurica, Qro.
 SONDEO: Incluye 1-9

CALCULÓ: Ing. Teresa López Lara.
 FECHA DE ELABORACION: Septiembre de 1995.

TABLA 7.22

# SON.	PROF. (m)	HUMEDAD MUESTRA PROF. (%)	PROM. LL (%)	PROM. LP (%)	PROM. IP (%)	LC PROM. PROF. (%)	Ss PROM. PROF.
1	0.5	22.09	81.66	21.53	60.13	20.15	2.60
1	1.0	20.00	59.72	21.21	38.51	21.29	2.63
1	1.5	23.15	72.34	21.69	50.65	18.34	2.66
1	2.0	23.33	80.37	24.72	55.65	18.58	2.59
1	2.5	21.83	66.44	22.81	43.63	18.58	2.60
1	3.0	19.69	54.95	20.96	33.99	15.54	2.62

TABLA 7.23

# SON.	PROF. (m)	HUMEDAD MUESTRA PROF. (%)	PROM. LL (%)	PROM. LP (%)	PROM. IP (%)	LC PROM. PROF. (%)	Ss PROM. PROF.	SUCCION PROM. PROF. (pF)	SUCCION PROM. PROF. (kPa)
2	0.5	21.86	60.53	24.14	36.39	17.62	2.60	4.31	2042
2	1.0	20.08	58.79	23.78	35.01	19.47	2.60	4.54	3467
2	1.5	22.09	67.42	26.68	40.74	18.30	2.64	4.55	3548
2	2.0	24.53	70.54	28.49	42.05	18.42	2.60	4.40	2512
2	2.5	23.40	63.46	25.64	37.82	18.40	2.62	4.31	2042
2	3.0	19.52	53.75	23.90	29.85	19.08	2.61	4.52	3311

TABLA 7.24

# SON.	PROF. (m)	HUMEDAD MUESTRA PROF. (%)	PROM. LL (%)	PROM. LP (%)	PROM. IP (%)	LC PROM. PROF. (%)	Ss PROM. PROF.	SUCCION PROM. PROF. (pF)	SUCCION PROM. PROF. (kPa)
3	0.5	17.39	60.13	20.64	39.49	17.77	2.63	4.51	3236
3	1.0	20.83	65.70	22.97	42.73	19.49	2.60	4.64	4365
3	1.5	22.23	71.49	25.80	45.69	17.70	2.66	4.45	2818
3	2.0	23.76	73.98	23.15	50.83	18.32	2.60	4.55	3548
3	2.5	22.85	54.75	28.10	26.65	18.26	2.62	4.43	2692
3	3.0	18.76	48.51	22.93	25.58	17.50	2.63	4.38	2399

TABLA 7.25

# SON.	PROF. (m)	HUMEDAD MUESTRA PROF. (%)	PROM. LL (%)	PROM. LP (%)	PROM. IP (%)	LC PROM. PROF. (%)	Ss PROM. PROF.	SUCCION PROM. PROF. (pF)	SUCCION PROM. PROF. (kPa)
4	0.5	18.12	83.56	31.19	52.37	17.80	2.62	4.61	4074
4	1.0	20.66	62.29	24.09	38.20	18.50	2.64	4.34	2188
4	1.5	22.88	71.13	24.08	47.05	17.73	2.63	4.51	3236
4	2.0	22.42	58.65	22.49	36.16	18.58	2.62	4.39	2455
4	2.5	21.28	62.29	24.07	38.22	20.86	2.59	4.43	2692
4	3.0	17.96	51.70	21.80	29.90	19.68	2.60	4.47	2951

TABLA 7.26

# SON.	PROF. (m)	HUMEDAD MUESTRA PROF. (%)	PROM. LL (%)	PROM. LP (%)	PROM. IP (%)	LC PROM. PROF. (%)	Ss PROM. PROF.	SUCCION PROM. PROF. (pF)	SUCCION PROM. PROF. (kPa)
5	0.5	17.83	50.90	22.23	28.67	19.01	2.63	4.37	2344
5	1.0	20.35	61.89	24.25	37.64	18.90	2.62	4.39	2455
5	1.5	23.21	70.33	27.64	42.69	17.69	2.60	4.35	2239
5	2.0	22.51	66.47	28.13	38.34	18.51	2.63	4.32	2089
5	2.5	21.71	54.69	26.25	28.45	20.62	2.57	4.35	2239
5	3.0	17.76	48.60	23.81	24.79	19.08	2.65	4.20	1585

TABLA 7.27

# SON.	PROF. (m)	HUMEDAD MUESTRA PROF. (%)	PROM. LL (%)	PROM. LP (%)	PROM. IP (%)	LC PROM. PROF. (%)	Ss PROM. PROF.	SUCCION PROM. PROF. (pF)	SUCCION PROM. PROF. (kPa)
6	0.5	14.61	57.19	22.20	34.99	16.97	2.64	4.80	6310
6	1.0	19.69	65.48	24.44	41.04	16.40	2.65	4.62	4169
6	1.5	21.13	68.95	25.64	43.31	16.01	2.61	4.55	3548
6	2.0	22.81	65.63	27.02	38.60	16.06	2.62	4.27	1862
6	2.5	19.80	57.90	24.03	33.87	17.75	2.63	4.27	1862
6	3.0	16.90	49.85	21.32	28.53	16.31	2.63	4.25	1778

TABLA 7.28

# SON.	PROF. (m)	HUMEDAD MUESTRA PROF. (%)	PROM. LL (%)	PROM. LP (%)	PROM. IP (%)	LC PROM. PROF. (%)	Ss PROM. PROF.	SUCCION PROM. PROF. (pF)	SUCCION PROM. PROF. (kPa)
7	0.5	41.38	91.21	33.71	57.50	16.63	2.63	3.36	229
7	1.0	21.35	66.05	24.95	41.10	18.03	2.66	4.30	1995
7	1.5	22.51	72.03	27.32	44.72	17.45	2.69	4.38	2399
7	2.0	22.44	66.24	29.36	36.87	18.02	2.64	4.28	1905
7	2.5	20.51	58.82	26.39	32.43	16.93	2.62	4.30	1995
7	3.0	17.73	47.28	25.54	21.74	18.08	2.67	4.16	1445

TABLA 7.29

# SON.	PROF. (m)	HUMEDAD MUESTRA PROF. (%)	PROM. LL (%)	PROM. LP (%)	PROM. IP (%)	LC PROM. PROF. (%)	Ss PROM. PROF.	SUCCION PROM. PROF. (pF)	SUCCION PROM. PROF. (kPa)
8	0.5	16.35	52.21	23.74	28.47	18.03	2.68	4.20	1585
8	1.0	18.93	56.71	25.08	31.62	19.63	2.60	4.01	1023
8	1.5	21.36	69.44	24.00	45.44	16.85	2.62	4.39	2455
8	2.0	22.92	73.68	28.52	45.16	16.99	2.63	4.15	1413
8	2.5	22.98	67.08	30.08	36.99	17.51	2.67	4.31	2042
8	3.0	22.60	63.48	29.03	34.45	18.56	2.62	4.14	1380

TABLA 7.30

# SON.	PROF. (m)	HUMEDAD MUESTRA PROF. (%)	PROM. LL (%)	PROM. LP (%)	PROM. IP (%)	LC PROM. PROF. (%)	S _s PROM. PROF.	SUCCION PROM. PROF. (pF)	SUCCION PROM. PROF. (kPa)
9	0.5	18.54	50.64	20.74	29.90	17.05	2.61	4.05	1122
9	1.0	20.92	62.73	25.93	36.80	18.10	2.63	4.11	1288
9	1.5	22.66	51.04	26.68	24.37	19.99	2.64	4.07	1175
9	2.0	24.27	65.95	26.91	39.04	16.97	2.60	4.12	1318
9	2.5	22.24	64.53	31.80	32.72	16.99	2.69	4.36	2291
9	3.0	20.41	55.79	28.53	27.26	16.34	2.66	4.24	1738

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FIGURA 7.2

LUGAR

Jurica, Querétaro

CALCULÓ:

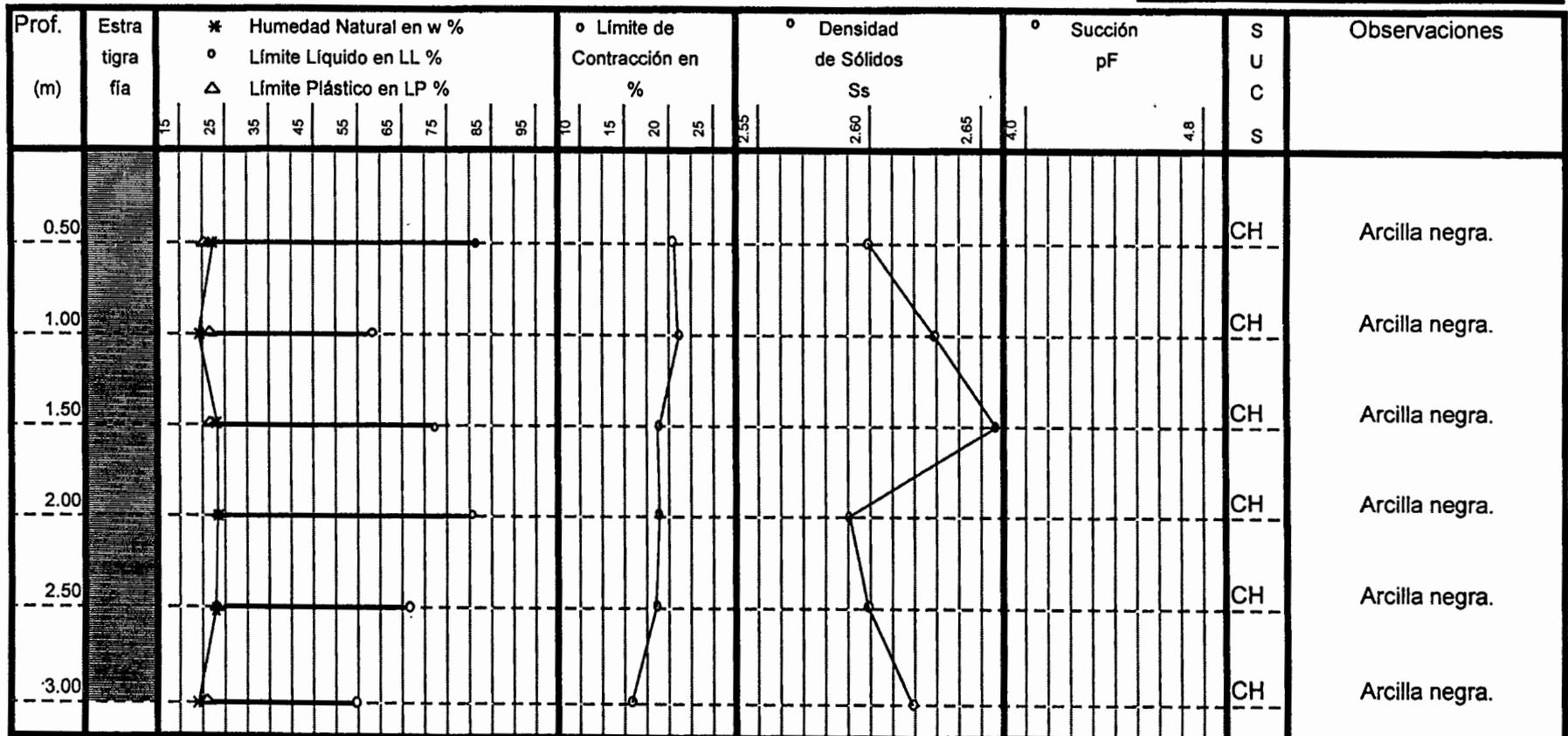
Ing. Teresa López Lara

SONDEO:

1 (Sept. 94)

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre 95



Arcilla de baja compresibilidad (CL)

$pF = \log h$

$2pF = 100 \text{ cm} = 0.1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ kPa}$

$5pF = 100000 \text{ cm} = 100 \text{ kg/cm}^2 = 10000 \text{ kPa}$

Arcilla de alta compresibilidad (CH)

$h = \text{Columna de agua en cm.}$

$3pF = 1000 \text{ cm} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa}$

Arcilla y limo de alta compresibilidad CH-MH

$1pF = 10 \text{ cm} = 0.01 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ kPa}$

$4pF = 10000 \text{ cm} = 10 \text{ kg/cm}^2 = 1000 \text{ kPa}$

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FIGURA 7.3

LUGAR

Jurica, Querétaro

CALCULÓ:

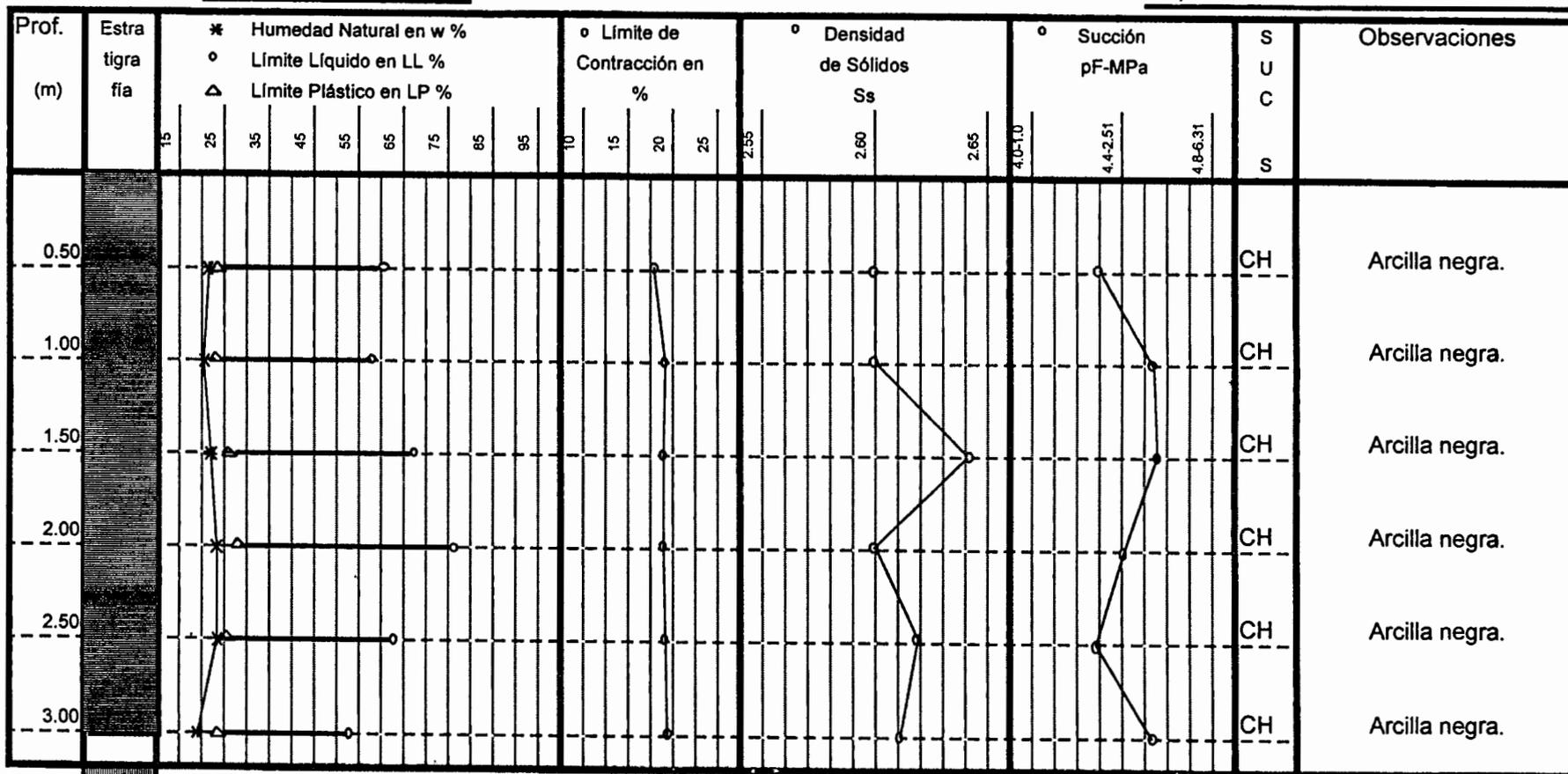
Ing. Teresa López Lara

SONDEO:

2 (Nov. 94)

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre 1995.



Arcilla de baja compresibilidad (CL)

$pF = \log h$

$2pF = 100 \text{ cm} = 0.1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ kPa}$

$5pF = 100000 \text{ cm} = 100 \text{ kg/cm}^2 = 10000 \text{ kPa}$

Arcilla de alta compresibilidad (CH)

$h = \text{Columna de agua en cm.}$

$3pF = 1000 \text{ cm} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa}$

Arcilla y limo de alta compresibilidad CH-MH

$1pF = 10 \text{ cm} = 0.01 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ kPa}$

$4pF = 10000 \text{ cm} = 10 \text{ kg/cm}^2 = 1000 \text{ kPa}$

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FIGURA 7.4

LUGAR

Jurica, Querétaro

CALCULÓ:

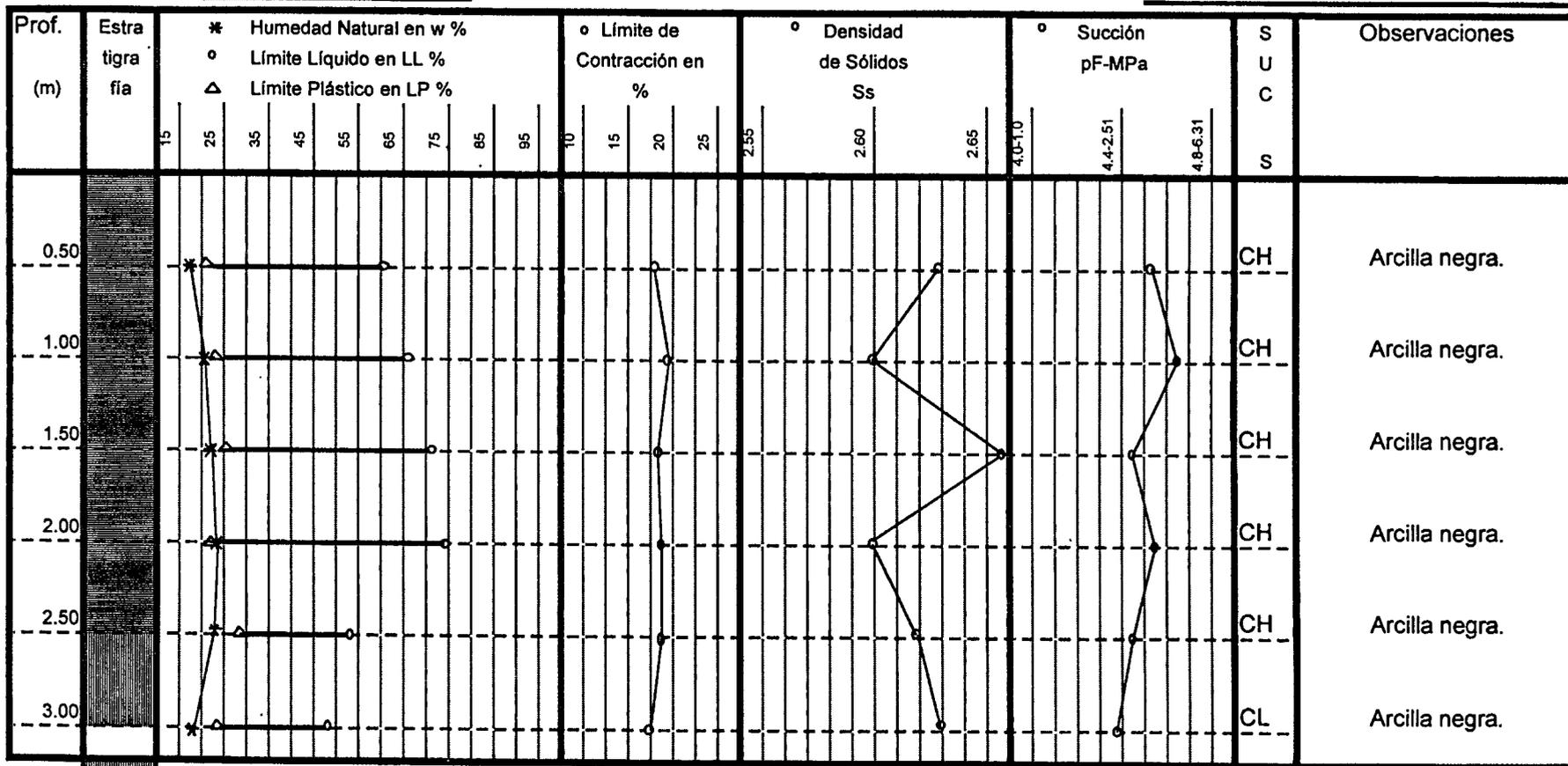
Ing. Teresa López Lara

SONDEO:

3 (Dic. 94)

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre 1995.



Arcilla de baja compresibilidad (CL)

$pF = \log h$

$2pF = 100 \text{ cm} = 0.1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ kPa}$

$5pF = 100000 \text{ cm} = 100 \text{ kg/cm}^2 = 10000 \text{ kPa}$

Arcilla de alta compresibilidad (CH)

$h = \text{Columna de agua en cm.}$

$3pF = 1000 \text{ cm} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa}$

Arcilla y limo de alta compresibilidad CH-MH

$1pF = 10 \text{ cm} = 0.01 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ kPa}$

$4pF = 10000 \text{ cm} = 10 \text{ kg/cm}^2 = 1000 \text{ kPa}$

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FIGURA 7.5

LUGAR

Jurica, Querétaro

CALCULÓ:

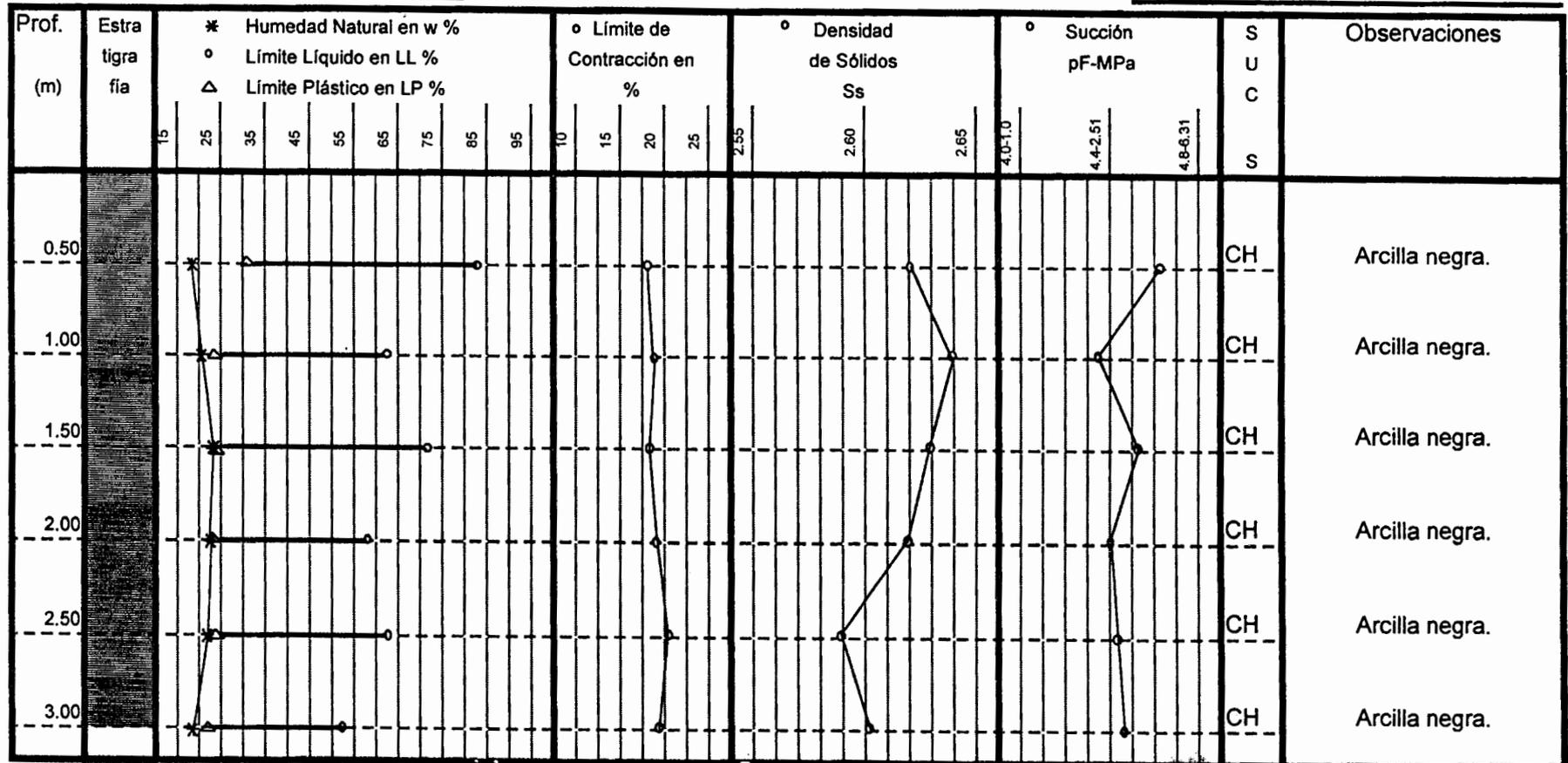
Ing. Teresa López Lara

SONDEO:

4 (Enero 95)

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre 1995.



Arcilla de baja compresibilidad (CL)

$pF = \log h$

$2pF = 100 \text{ cm} = 0.1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ kPa}$ $5pF = 100000 \text{ cm} = 100 \text{ kg/cm}^2 = 10000 \text{ kPa}$

Arcilla de alta compresibilidad (CH)

$h = \text{Columna de agua en cm.}$

$3pF = 1000 \text{ cm} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa}$

Arcilla y limo de alta compresibilidad CH-MH

$1pF = 10 \text{ cm} = 0.01 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ kPa}$

$4pF = 10000 \text{ cm} = 10 \text{ kg/cm}^2 = 1000 \text{ kPa}$

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FIGURA 7.6

LUGAR

Jurica, Querétaro

CALCULÓ:

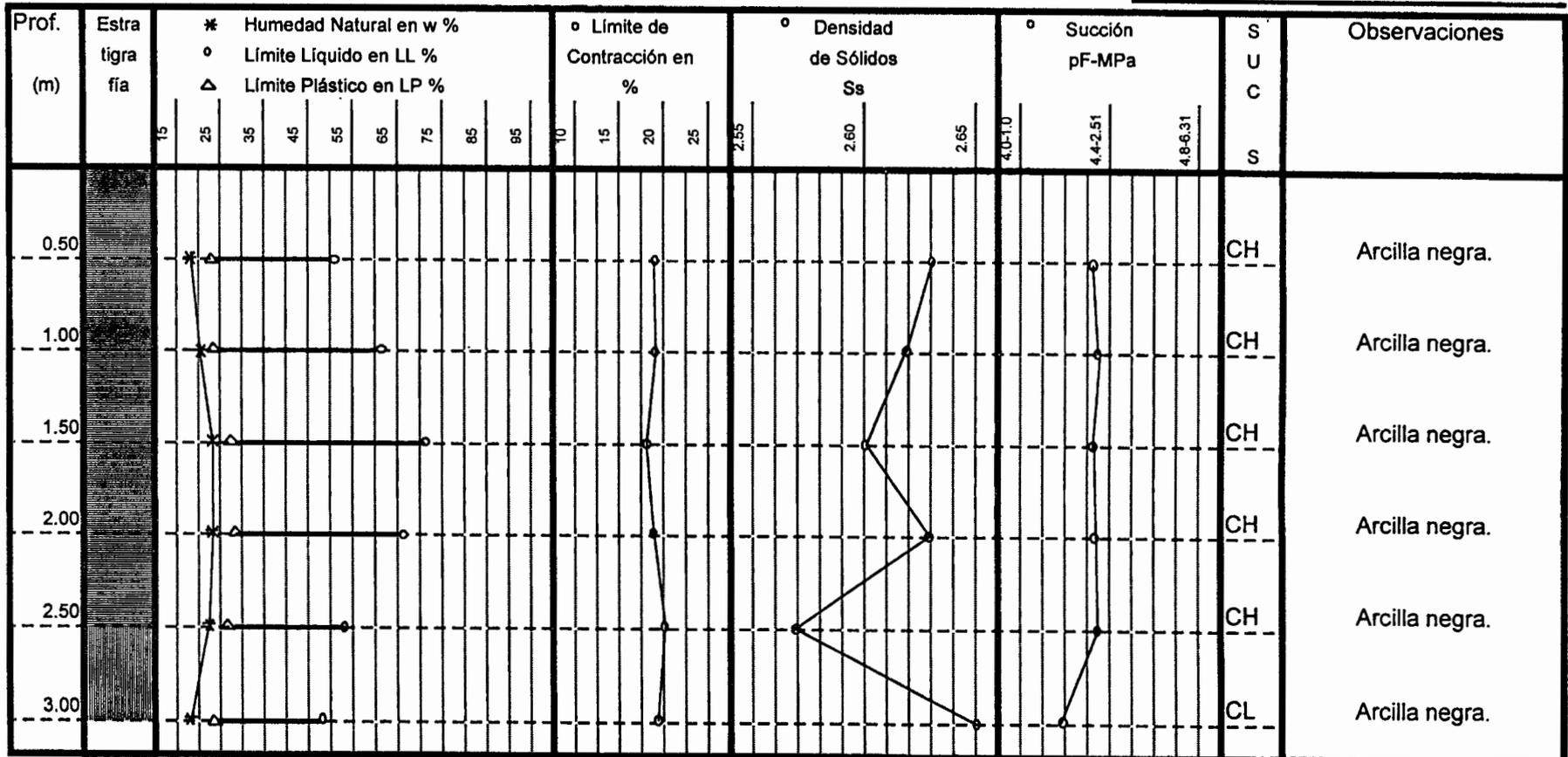
Ing. Teresa López Lara

SONDEO:

5 (Marzo 95)

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre 1995.



Arcilla de baja compresibilidad (CL)

pF = log h

2pF = 100 cm = 0.1 kg/cm² = 10 kPa

5pF = 100000 cm = 100 kg/cm² = 10000 kPa

Arcilla de alta compresibilidad (CH)

h = Columna de agua en cm.

3pF = 1000 cm = 1 kg/cm² = 100 kPa

Arcilla y limo de alta compresibilidad CH-MH

1pF = 10 cm = 0.01 kg/cm² = 1 kPa

4pF = 10000 cm = 10 kg/cm² = 1000 kPa

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FIGURA 7.7

LUGAR

Jurica, Querétaro

CALCULÓ:

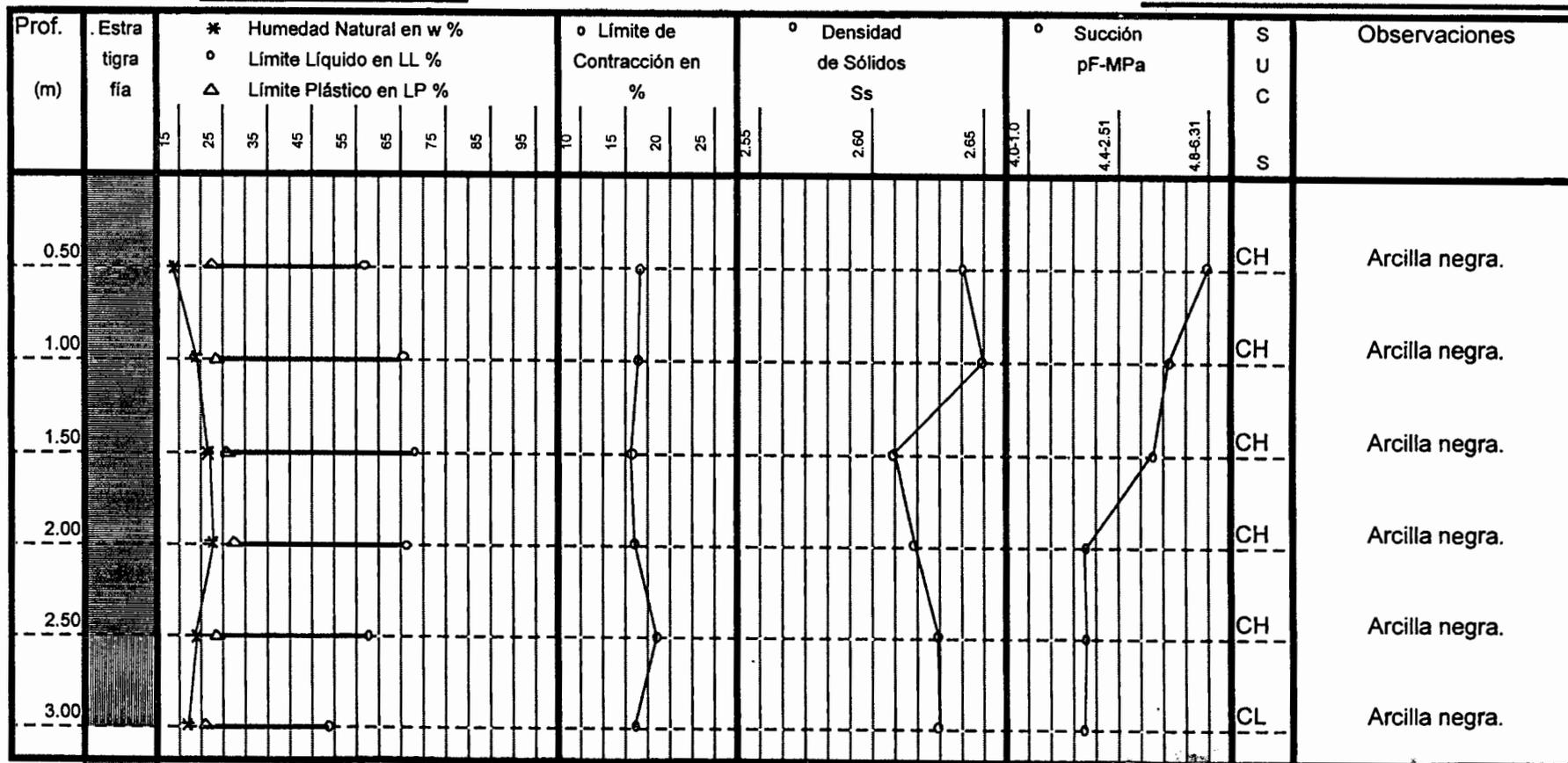
Ing. Teresa López Lara

SONDEO:

6 (Abril 95)

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre 1995.



Arcilla de baja compresibilidad (CL)

$pF = \log h$

$2pF = 100 \text{ cm} = 0.1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ kPa}$

$5pF = 100000 \text{ cm} = 100 \text{ kg/cm}^2 = 10000 \text{ kPa}$

Arcilla de alta compresibilidad (CH)

$h = \text{Columna de agua en cm.}$

$3pF = 1000 \text{ cm} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa}$

Arcilla y limo de alta compresibilidad CH-MH

$1pF = 10 \text{ cm} = 0.01 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ kPa}$

$4pF = 10000 \text{ cm} = 10 \text{ kg/cm}^2 = 1000 \text{ kPa}$

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FIGURA 7.8

LUGAR

Jurica, Querétaro

CALCULÓ:

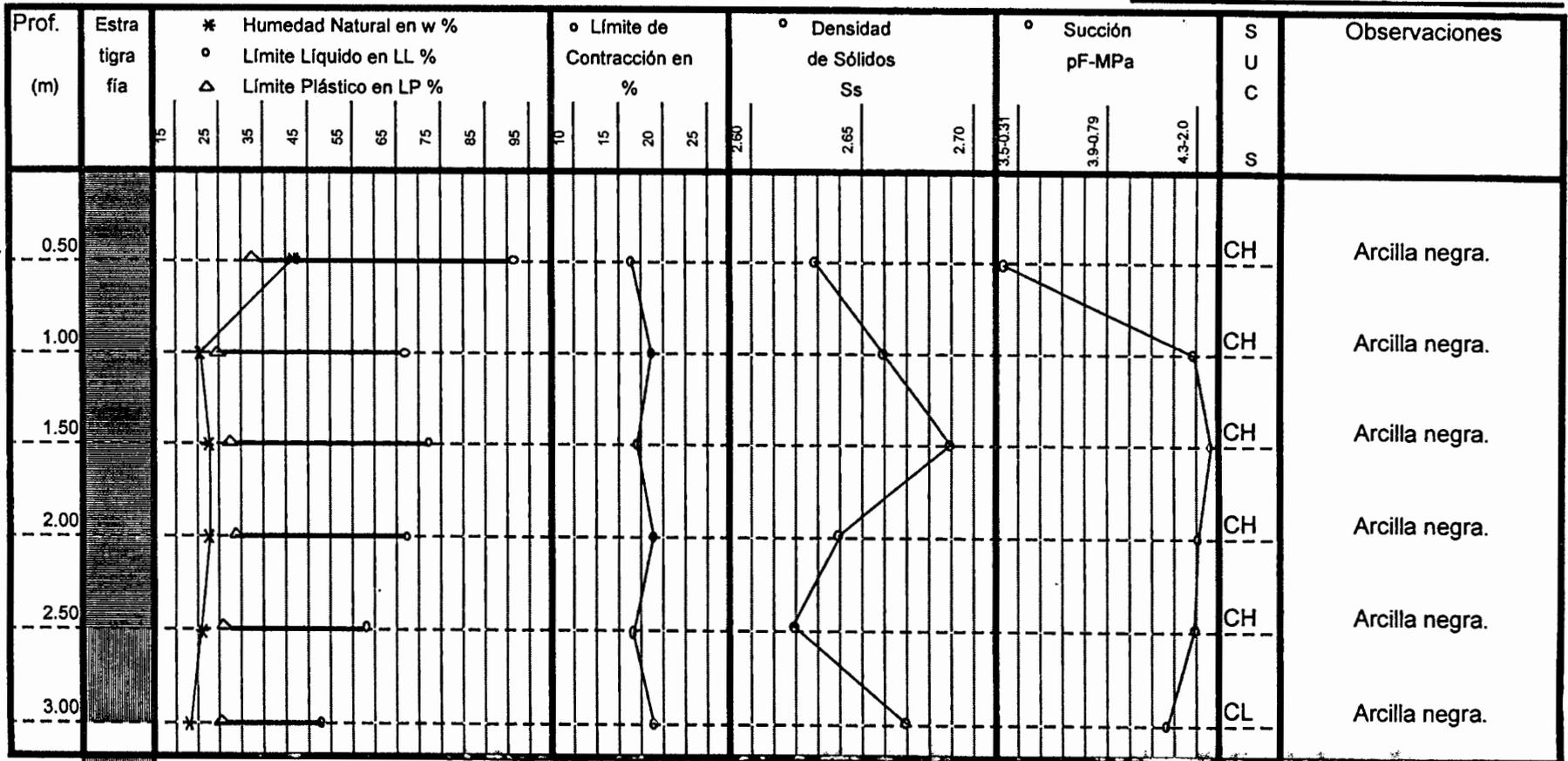
Ing. Teresa López Lara

SONDEO:

7 (Mayo 95)

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre 1995.



Arcilla de baja compresibilidad (CL)

Arcilla de alta compresibilidad (CH)

Arcilla y limo de alta compresibilidad CH-MH

pF = log h

h = Columna de agua en cm.

1pF = 10 cm = 0.01kg/cm² = 1kPa

2pF = 100 cm = 0.1kg/cm² = 10kPa

3pF = 1000 cm = 1kg/cm² = 100kPa

4pF = 10000 cm = 10kg/cm² = 1000kPa

5pF = 100000 cm = 100kg/cm² = 10000kPa

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FIGURA 7.9

LUGAR

Jurica, Querétaro

CALCULÓ:

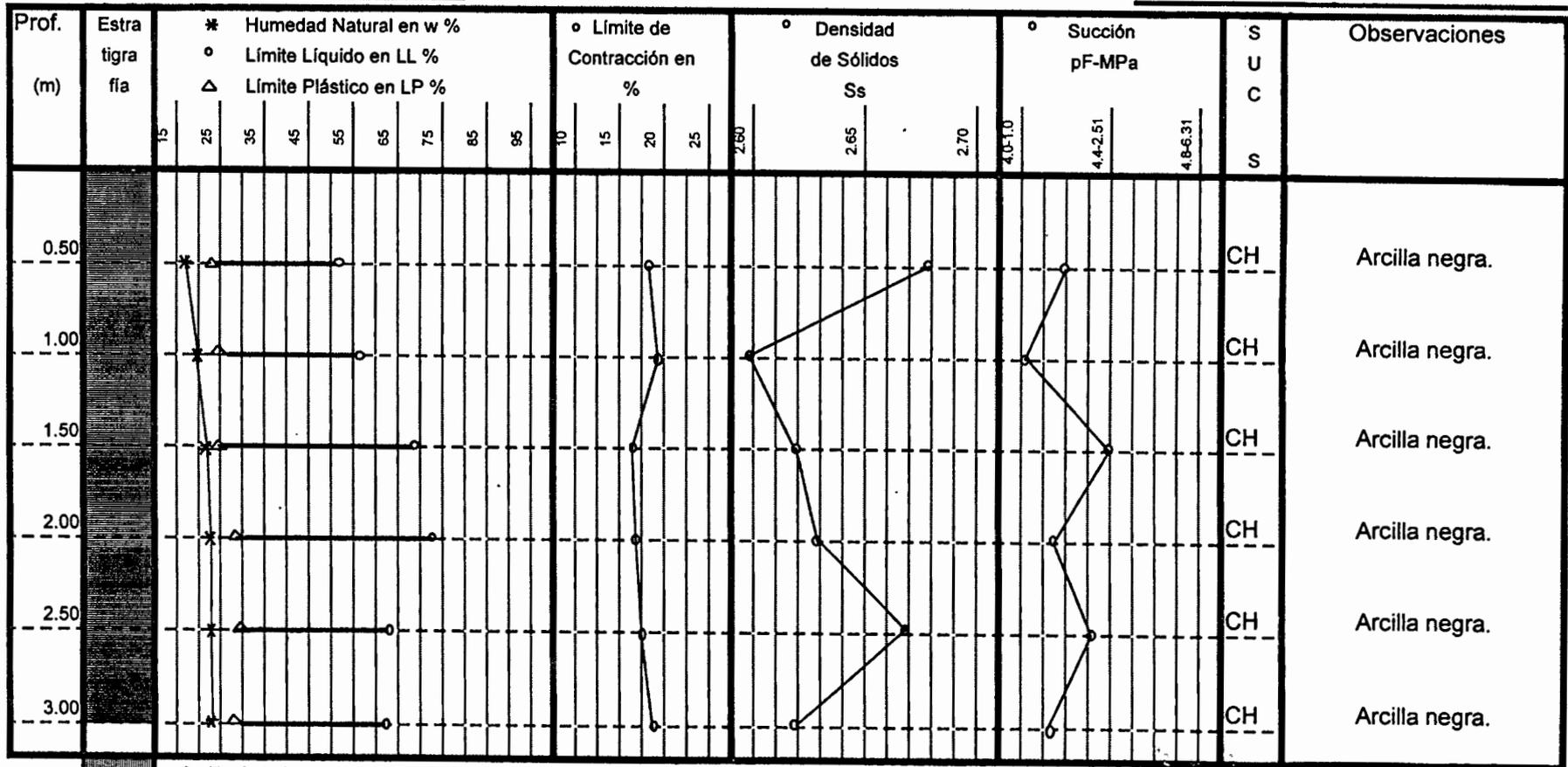
Ing. Teresa López Lara

SONDEO:

8 (Junio 95)

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre 1995.



Arcilla de baja compresibilidad (CL)

pF = log h

2pF = 100 cm = 0.1 kg/cm² = 10 kPa

5pF = 100000 cm = 100 kg/cm² = 10000 kPa

Arcilla de alta compresibilidad (CH)

h = Columna de agua en cm.

3pF = 1000 cm = 1 kg/cm² = 100 kPa

Arcilla y limo de alta compresibilidad CH-MH

1pF = 10 cm = 0.01 kg/cm² = 1 kPa

4pF = 10000 cm = 10 kg/cm² = 1000 kPa

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FIGURA 7.10

LUGAR

Jurica, Querétaro

CALCULÓ:

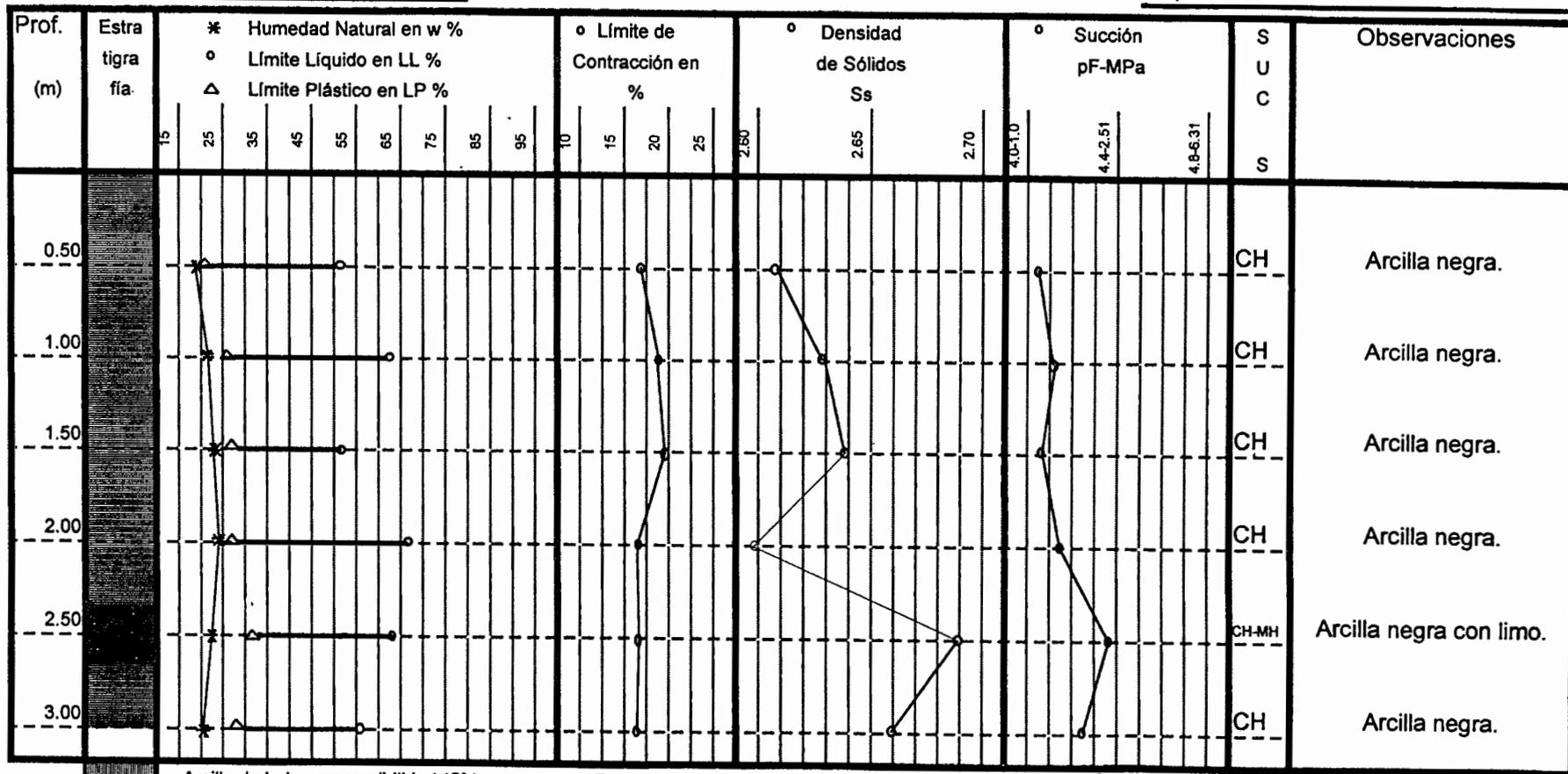
Ing. Teresa López Lara

SONDEO:

9 (Julio 95)

FECHA DE ELABORACIÓN:

Septiembre 1995.



Arcilla de baja compresibilidad (CL)

$pF = \log h$

$2pF = 100 \text{ cm} = 0.1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ kPa}$

$5pF = 100000 \text{ cm} = 100 \text{ kg/cm}^2 = 10000 \text{ kPa}$

Arcilla de alta compresibilidad (CH)

$h = \text{Columna de agua en cm.}$

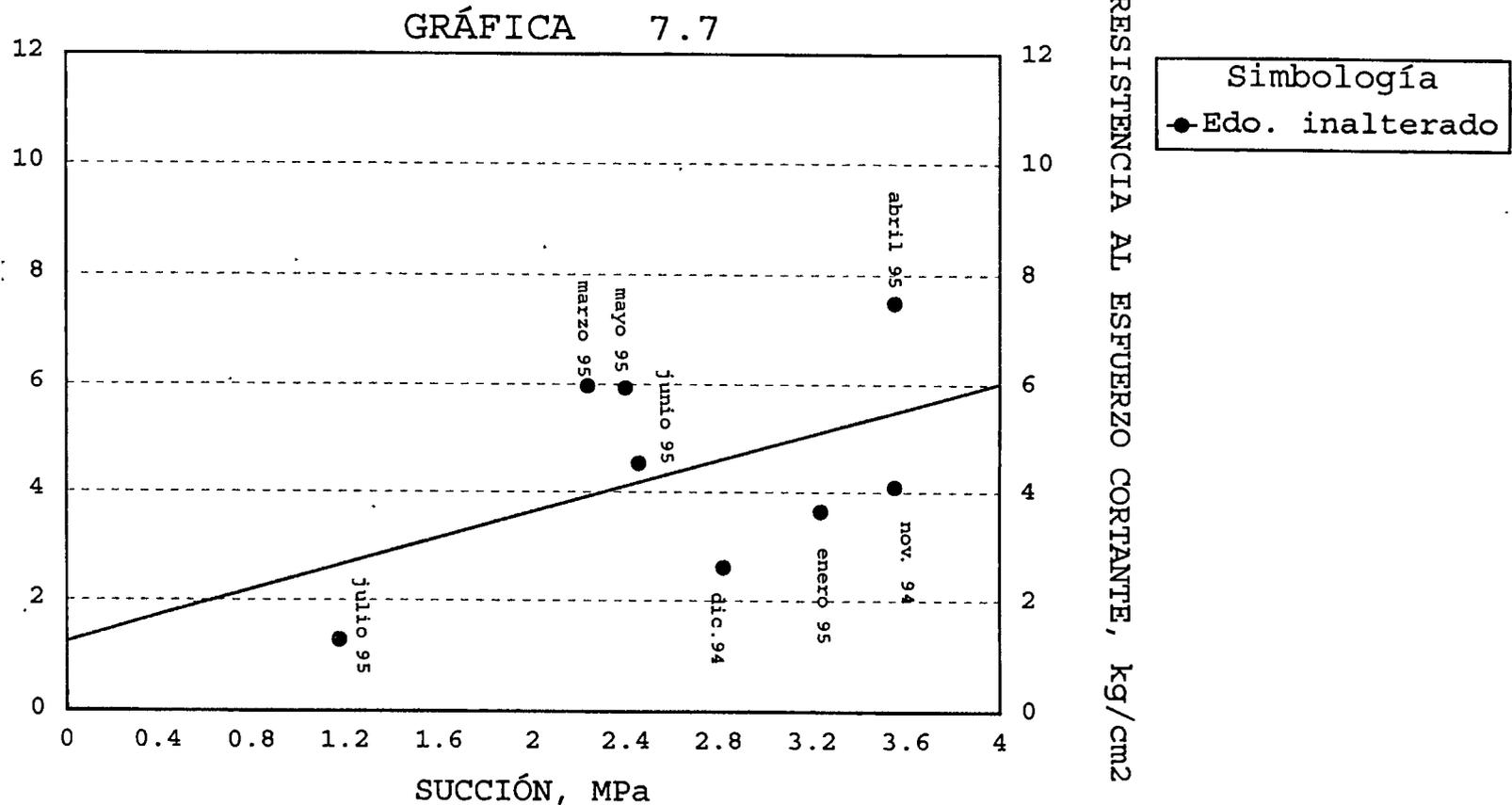
$3pF = 1000 \text{ cm} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa}$

Arcilla y limo de alta compresibilidad CH-MH

$1pF = 10 \text{ cm} = 0.01 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ kPa}$

$4pF = 10000 \text{ cm} = 10 \text{ kg/cm}^2 = 1000 \text{ kPa}$

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN PRUEBAS DE COMPRESIÓN
SIMPLE vs SUCCIÓN.



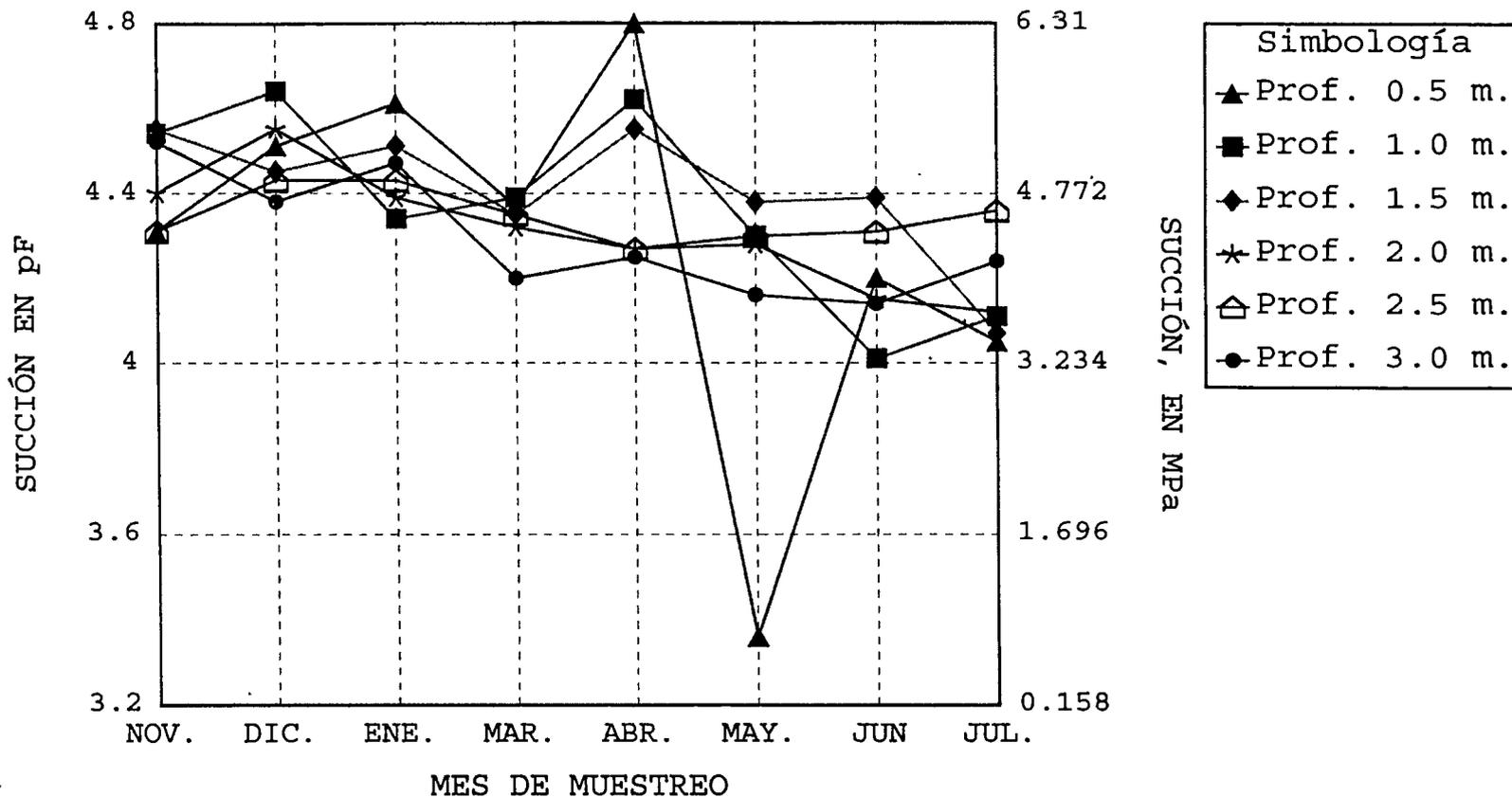
ING. TERESA LÓPEZ LARA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SEPTIEMBRE DE 1995.

Notas:
Estos valores son los obtenidos durante la investigación en los nueve sondeos, a una profundidad de 1.5 m.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

VARIACIÓN DE LA SUCCIÓN VS MES EN DIFERENTES PROFUNDIDADES.

GRÁFICA 7.8



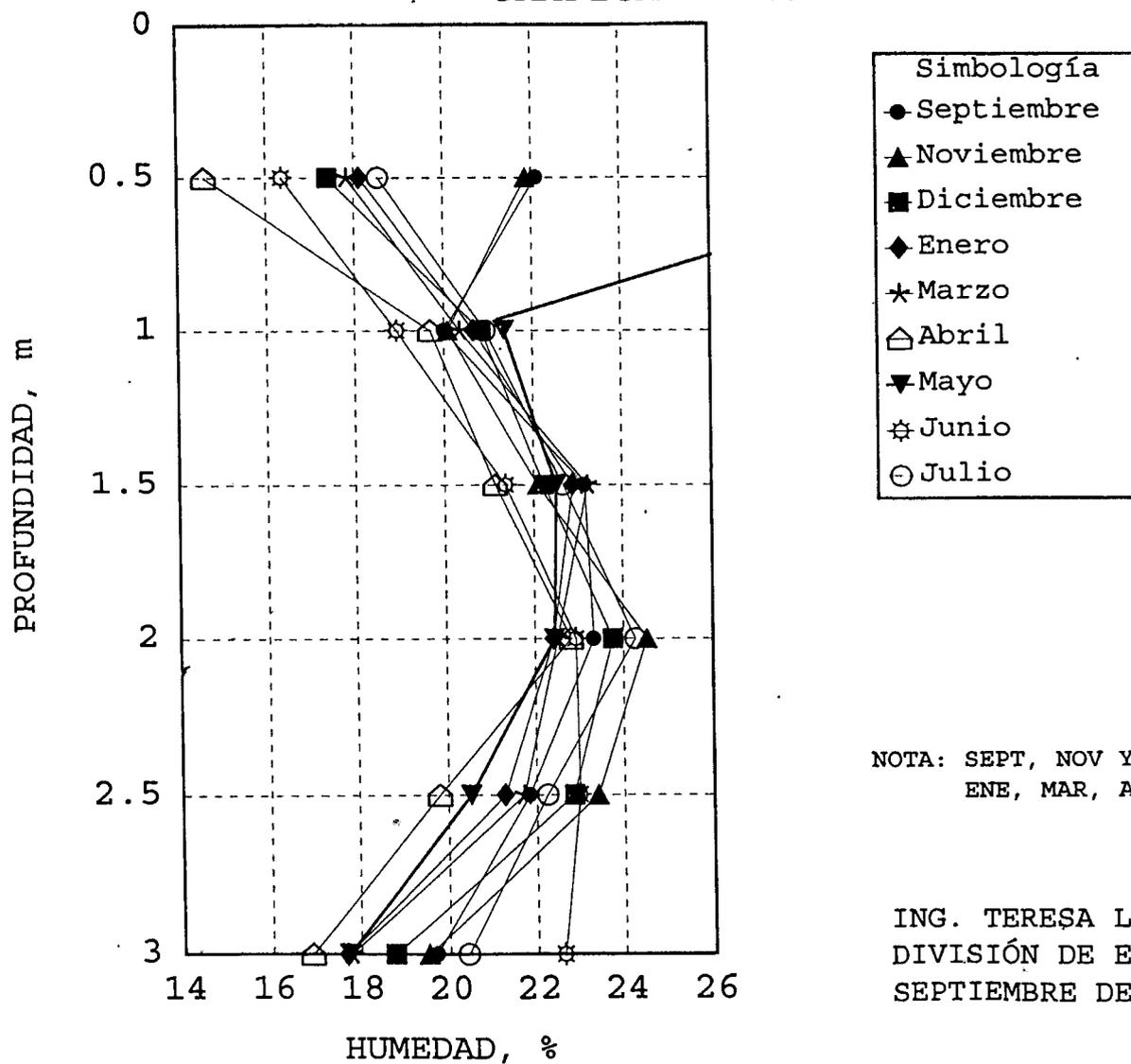
ING. TERESA LÓPEZ LARA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SEPTIEMBRE DE 1995.

NOTA: NOV Y DIC 1994
ENE, MAR, ABR, MAY, JUN Y JUL 1995

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

VARIACIÓN HUMEDAD VS PROFUNDIDAD EN DIFERENTES MESES DE PRUEBA.

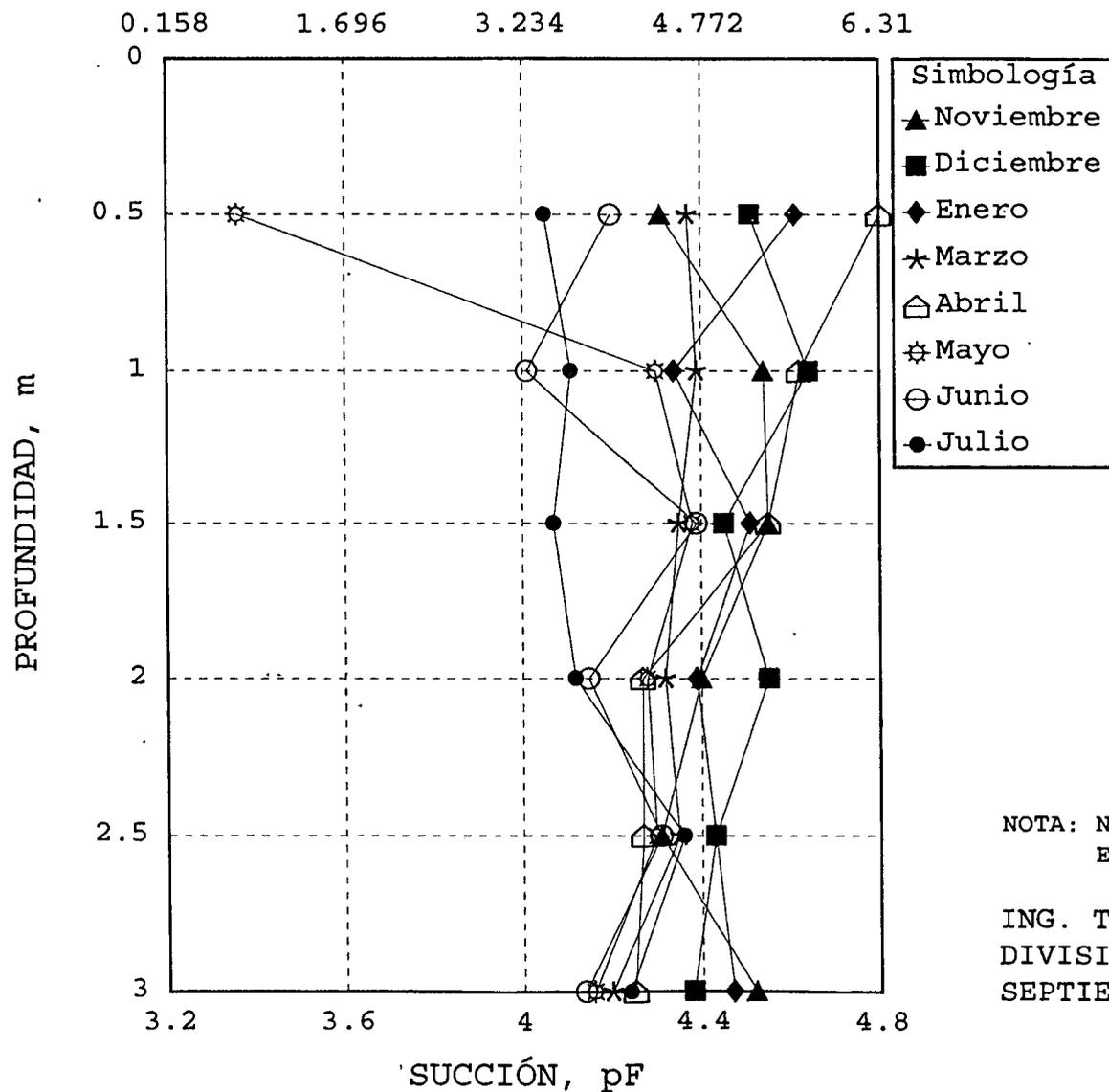
GRÁFICA 7.9



VARIACIÓN SUCCION VS PROFUNDIDAD EN DIFERENTES MESES DE PRUEBA.

GRÁFICA 7.10

SUCCIÓN, MPa



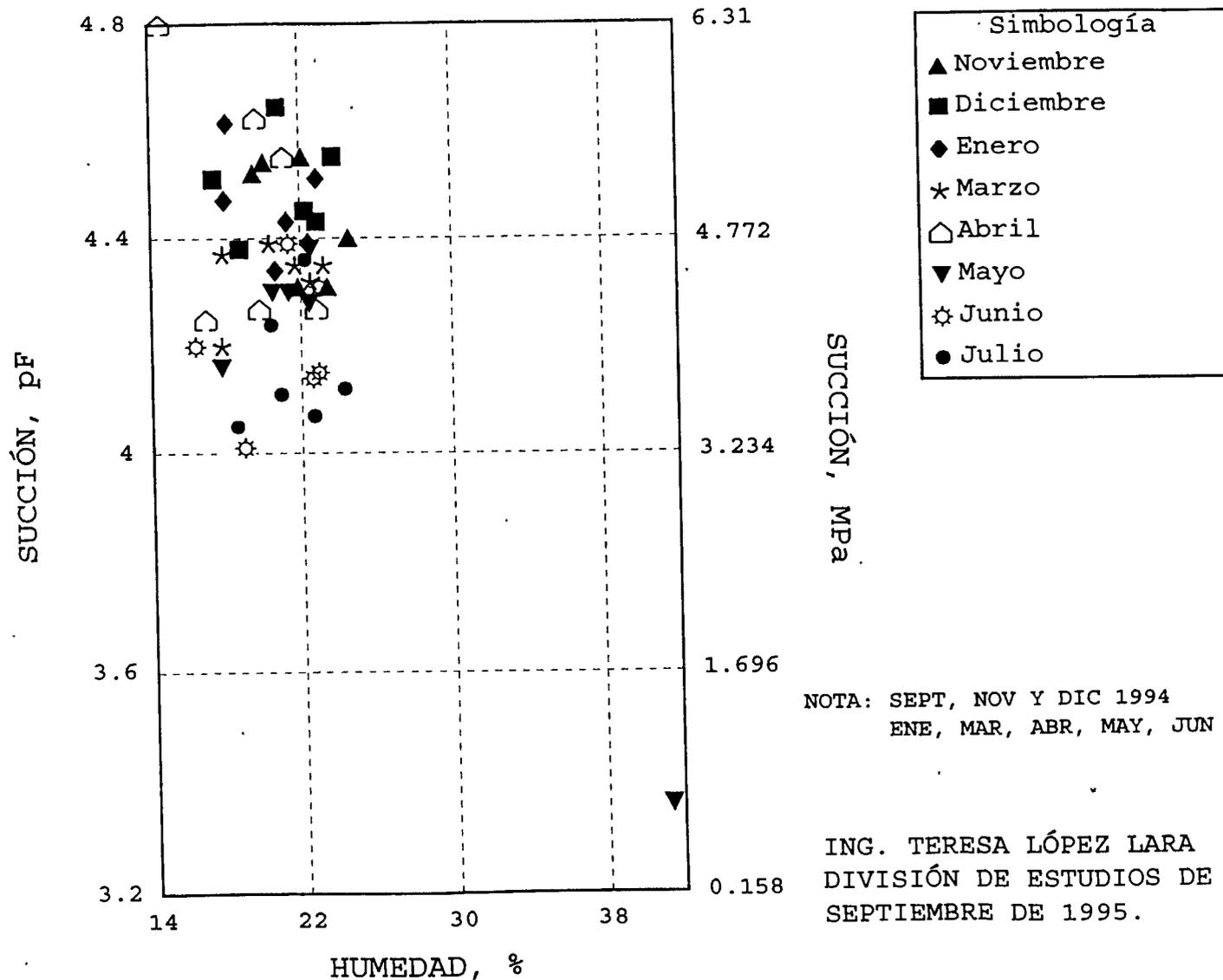
NOTA: NOV Y DIC 1994
ENE, MAR, ABR, MAY, JUN Y JUL 1995

ING. TERESA LÓPEZ LARA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SEPTIEMBRE DE 1995.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

SUCCION VS HUMEDAD EN DIFERENTES MESES DE PRUEBA.

GRÁFICA 7.11



**ESTUDIOS REALIZADOS SOBRE LA DETERMINACIÓN
DE SUCCIÓN-PROFUNDIDAD EN JURICA.**

99

TABLA 7.31

INVESTIGADOR	PROF. (m)	MARZO 1990		ABRIL 1990		MAYO 1990		JUNIO 1990	
		SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)
Pérez R.	0.30	4.20	1950	5.15	14125	5.15	14125	4.29	1950
	0.60	4.21	1622	5.09	12303	5.25	17783	4.73	5370
	0.90	3.71	513	4.99	9772	5.20	15849	4.31	2042
	1.20	4.45	2884	4.84	6918	5.05	11482	4.78	6026
	1.50	5.14	13804	4.92	8318	5.42	26303	4.83	6761
	1.80	4.98	9550	4.86	7244	5.17	14791	4.72	5248
	2.10	4.65	4467	4.90	7943	5.57	37154	4.79	6166
	2.40	4.76	5754	4.74	5495	5.46	28840	4.72	5248
	2.70	4.81	6457	4.73	5370	5.28	19055	4.86	7244
	3.00	4.70	5012	4.79	6166	5.24	17378	4.95	8914

TABLA 7.32

INVESTIGADOR	PROF. (m)	AGOSTO 1990		SEPTIEMBRE 1990		OCTUBRE 1990		NOVIEMBRE 1990	
		SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)
Cortéz O.	0.50	4.44	2754	4.80	6310	4.30	1995	4.78	6026
	1.00	4.16	1445	4.77	5888	4.53	3388	4.84	6918
	1.50	4.52	3311	4.79	6166	4.71	5129	4.82	6607
	2.00	4.72	5248	4.66	4571	4.51	3236	4.75	5623
	2.50	4.48	3020	4.61	4074	4.72	5248	4.65	4467
	3.00	4.46	2884	4.57	3715	4.67	4677	4.43	2692

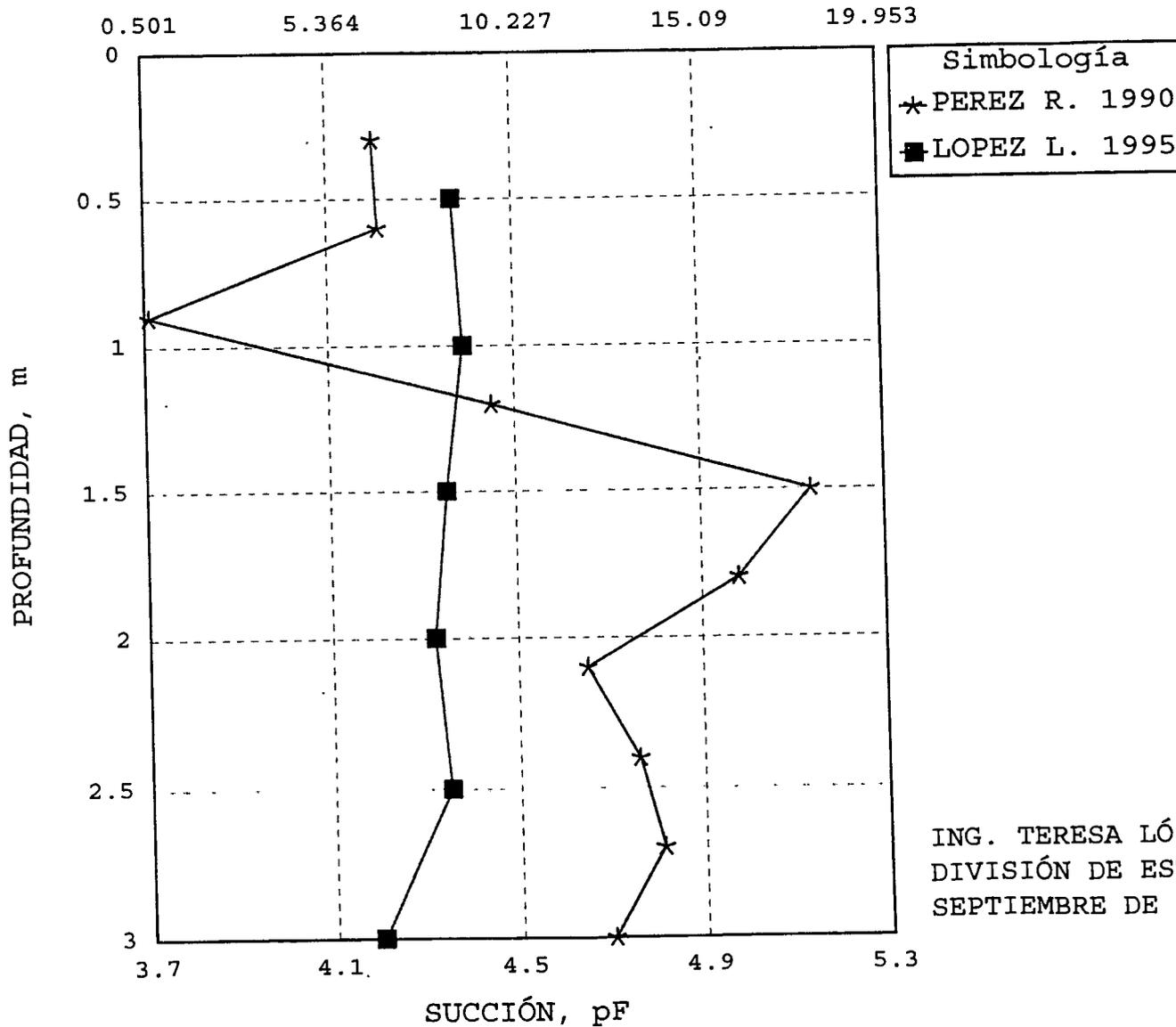
TABLA 7.33

INVESTIGADOR	PROF. (m)	NOVIEMBRE 1994		DICIEMBRE 1994		ENERO 1995		MARZO 1994	
		SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)
López L.	0.50	4.31	2042	4.51	3236	4.61	4074	4.37	2344
	1.00	4.54	3467	4.64	4365	4.34	2188	4.39	2455
	1.50	4.55	3548	4.45	2818	4.51	3236	4.35	2239
	2.00	4.40	2512	4.55	3548	4.39	2455	4.32	2089
	2.50	4.31	2042	4.43	2692	4.43	2692	4.35	2239
	3.00	4.52	3311	4.38	2399	4.47	2951	4.20	1585
INVESTIGADOR	PROF. (m)	ABRIL 1995		MAYO 1995		JUNIO 1995		JULIO 1995	
		SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)	SUCCIÓN (pF)	SUCCIÓN (kPa)
López L.	0.50	4.80	6310	3.36	229	4.20	1585	4.05	1122
	1.00	4.62	4169	4.30	1995	4.01	1023	4.11	1288
	1.50	4.55	3548	4.38	2399	4.39	2455	4.07	1175
	2.00	4.27	1862	4.28	1905	4.15	1413	4.12	1318
	2.50	4.27	1862	4.30	1995	4.31	2042	4.36	2291
	3.00	4.25	1778	4.16	1445	4.14	1380	4.24	1738

NOTA: Las profundidades de prueba para el ensaye de succión, en cada mes, no son constantes. En los espacios en blanco, no se determinó la succión.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERETARO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
**VARIACIÓN SUCCIÓN VS PROFUNDIDAD PARA EL MES DE MARZO,
 EN DOS AÑOS.**

GRÁFICA 7.12
 SUCCIÓN, MPa



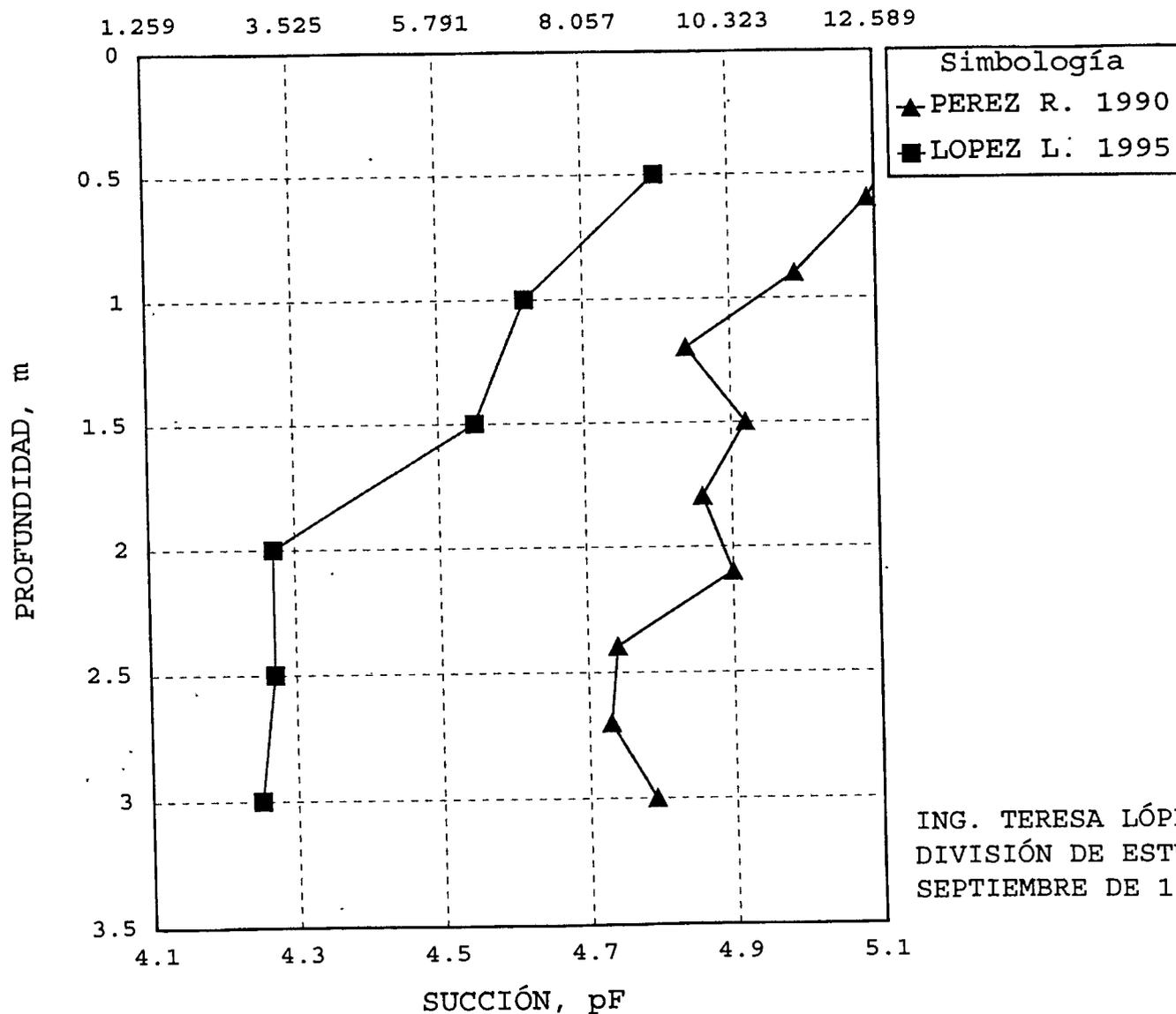
ING. TERESA LÓPEZ LARA
 DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
 SEPTIEMBRE DE 1995.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERETARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

VARIACIÓN SUCCION VS PROFUNDIDAD PARA EL MES DE ABRIL EN 2 AÑOS.

GRÁFICA 7.13

SUCCIÓN, MPa

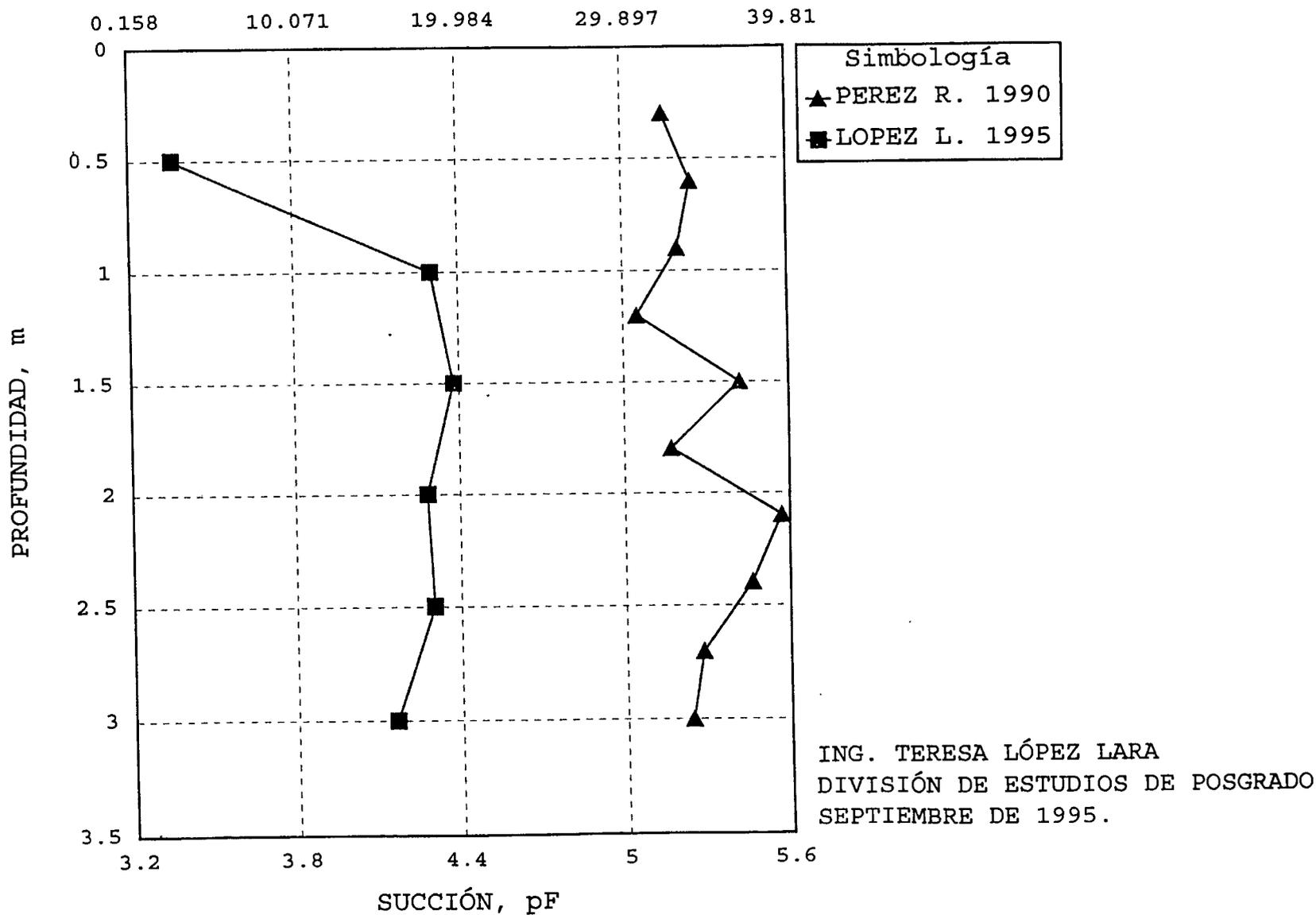


ING. TERESA LÓPEZ LARA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SEPTIEMBRE DE 1995.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERETARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

VARIACIÓN SUCCIÓN VS PROFUNDIDAD PARA EL MES DE MAYO, EN DOS AÑOS.

GRÁFICA 7.14
SUCCIÓN, MPa

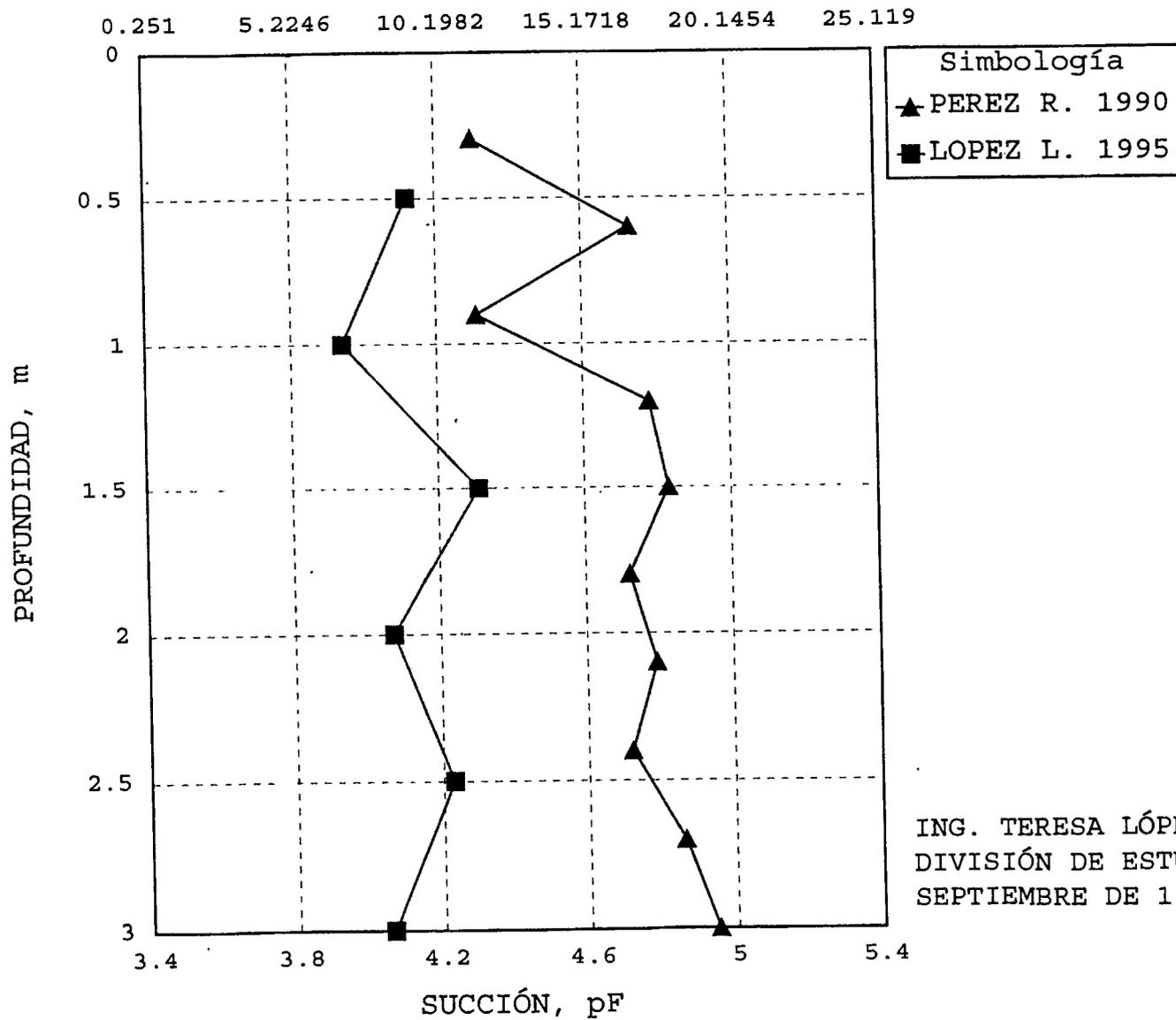


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERETARO
 FACULTAD DE INGENIERÍA

VARIACIÓN SUCCIÓN VS PROFUNDIDAD PARA EL MES DE JUNIO, EN DOS AÑOS.

GRÁFICA 7.15

SUCCIÓN, MPa



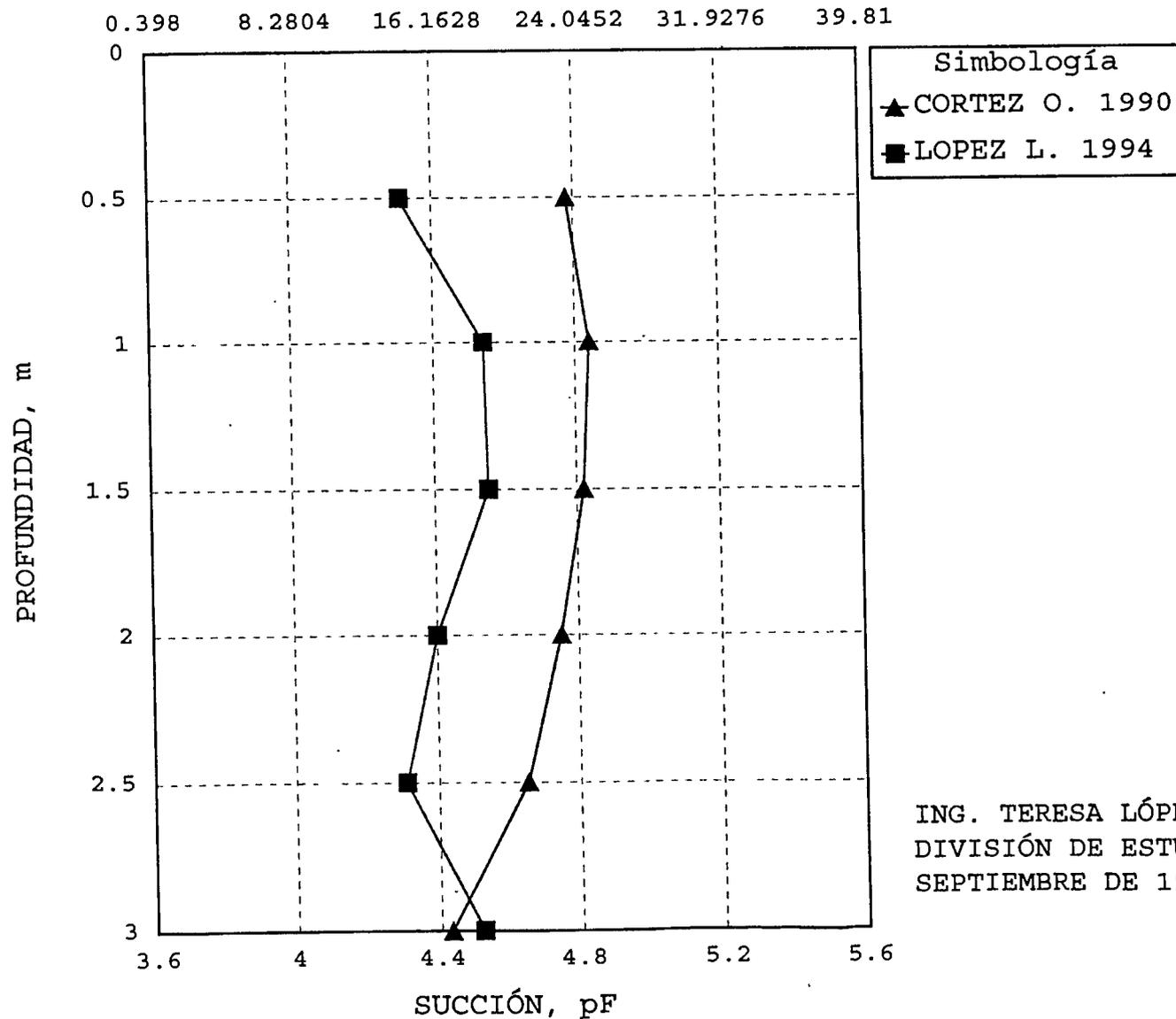
ING. TERESA LÓPEZ LARA
 DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
 SEPTIEMBRE DE 1995.

VARIACIÓN SUCCIÓN VS PROFUNDIDAD PARA EL MES DE NOVIEMBRE, EN

DOS AÑOS.

GRÁFICA 7.16

SUCCIÓN, MPa



ING. TERESA LÓPEZ LARA
 DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
 SEPTIEMBRE DE 1995.

8. CONCLUSIONES.

Tanto el torcómetro como el penetrómetro de bolsillo, comercialmente disponibles en el mercado, no determinaron la resistencia del suelo expansivo estudiado in situ ni en estado remoldeado debido a que el suelo resultó más resistente que los rangos de medición manejados por estos aparatos, 1 y 5 kg/cm² respectivamente; por consiguiente no se pudo establecer ninguna relación con el ensaye de compresión simple.

El torcómetro "modificado" y el penetrómetro Proctor, propuestos en esta investigación, tienen la ventaja de manejar mayores rangos de medición -que incluyen aquéllos donde se ubica la resistencia de las arcillas expansivas estudiadas en esta investigación-; debido a que el torquímetro, que forma parte del primero, puede incrementar la capacidad de su rango de medición según se requiera, y el penetrómetro tiene diferentes extensiones a seleccionar, según la consistencia del suelo.

Las relaciones resultantes experimentalmente, para los valores de resistencia al esfuerzo cortante en suelos expansivos, en estado inalterado, en base a los aparatos, fué la siguiente:

$$\tau_{\text{Compresión simple}} = 2\tau_{\text{Torcómetro}}$$

$\tau_{\text{Compresión simple}} = (1/20)$ resist. Penetrómetro Proctor
y para suelos en estado remoldeado fué:

$$\tau_{\text{inal. Compresión simple}} = 1.2 \quad \tau_{\text{remol. Compresión simple}}$$

$$\tau_{\text{inal. Compresión simple}} = 1.3 \quad \tau_{\text{remol. torcómetro}}$$

$$\tau_{\text{inal. Compresión simple}} = 0.06 \text{ resist. } \tau_{\text{remol. Penetrómetro Proctor}}$$

Es de destacarse, que estas relaciones son de carácter empírico y que fueron corroboradas por los resultados de los ensayes en un material patrón. Tomando en consideración lo mencionado anteriormente se puede inferir, empíricamente, que dependiendo del aparato que se utilice puede obtenerse el valor en cualquiera de los otros dos ensayes.

No debemos olvidar que cuando se realizan los ensayes del torcómetro y penetrómetro Proctor en campo, generalmente se buscan áreas de suelo en buen estado para poder penetrar dichos dispositivos; por lo tanto, estas mediciones deberán evaluarse

cuidadosamente bajo criterio, ya que no pueden tomar en cuenta la masa agrietada del suelo, mediante algún factor de corrección.

Generalmente, la resistencia al esfuerzo cortante, mediante compresión simple, resulta mayor en estado inalterado que en el remoldeado, aun existiendo agrietamiento en su masa; por consiguiente se puede decir que predominó la estructura del suelo sobre el efecto de grietas. Se debe tener presente el agrietamiento, contenido de materia orgánica y la estructura - estado inalterado y remoldeado- de la masa de suelo, ya que estos factores influyen en la resistencia.

Los meses de abril, junio y noviembre permiten observar en el perfil del suelo las humedades naturales menores -alrededor de 21.1% para abril, por lo tanto el peso específico seco y la resistencia son mayores; podemos afirmar que a mayor humedad -partiendo de 21.1%, que fué la mínima registrada, la resistencia y el peso específico seco disminuye en ambos estados, inalterado y remoldeado; en realidad, no sabemos si la resistencia es máxima a 21.1% ya que no se le pudo conocer a humedades naturales menores, por no presentarse éstas.

En cuanto a la variación de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo remoldeado, mediante compresión simple, y su humedad -manteniendo constante el peso específico húmedo-, encontramos que la resistencia del suelo de Jurica es máxima a 21% de humedad, aproximadamente. Los resultados de los contenidos de agua obtenidos se ubicaron, estadísticamente, dentro de un rango de valores que gráficamente puede representar una curva que refleja el comportamiento entre cada valor de humedad (gráfica 7.6).

Respecto a los estudios realizados sobre succión en Jurica, aparte de los que se obtuvieron en este trabajo, se recopilaron los siguientes:

Pérez R. Marzo-Junio 1990
Cortéz O. Agosto-Noviembre 1990
López L. Septiembre, Noviembre y Diciembre 1994, Enero,
Marzo-Julio 1995.

Analizando los valores de succión, se observa que han ido decreciendo de 1990 a 1995. En cuanto a la determinación de la Capa Activa, tanto Pérez R. (1990), como Cortéz O. (1990), y en esta investigación, se ha estudiado hasta 3.0m. Analizando los resultados puede decirse que la profundidad de la Capa Activa se

encuentra entre 2.5 y 3.0m.

A partir de este trabajo se tiene una idea, aunque burda, acerca de la succión, si la profundidad del sitio y el mes, son conocidos.

La arcilla de Jurica se clasifica de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, S.U.C.S., como una arcilla de alta compresibilidad, CH, de consistencia muy firme, con presencia de grietas y materia orgánica dentro de los tres primeros metros; sólo en algunos casos se presenta como una arcilla de baja compresibilidad, CL, a los 3m de profundidad. Las grietas y materia orgánica prevalecen hasta los dos metros.

Los valores de las propiedades índice y succión se muestran en el capítulo de Resultados.

En cuanto a la variación de la resistencia al esfuerzo cortante, mediante compresión simple, podemos observar que, con las humedades naturales de cada mes, a mayor succión, mayor resistencia; sin embargo, no se conoce la frontera donde pueda empezar y finalizar esta tendencia, por haberse trabajado únicamente en base a la humedad natural.

9. RECOMENDACIONES.

- Utilizar el torcómetro "modificado" ya que tiene la ventaja de manejar mayores rangos de medición, -que incluyen aquéllas donde se ubica la resistencia de las arcillas expansivas estudiadas-; debido a que el torquímetro, del que forma parte, puede incrementar la capacidad de su rango de medición según se requiera; además de ser de bajo costo.

- Si se pretende utilizar el Penetrómetro Proctor, previamente deberá realizarse un análisis teórico de este equipo, ya que las relaciones obtenidas se basaron en observaciones de carácter empírico.

- Además, sería muy conveniente llevar a cabo el ensaye de compresión simple, en cualquier otro suelo expansivo de otras regiones, para corroborar estas relaciones; ya que se considera que este ensaye es el único que, aproximadamente, arroja un valor de todo el conjunto que incluye la masa agrietada y el contenido de materia orgánica, que pueden variar de un lugar a otro; sin olvidar que el ensaye de compresión triaxial es el más adecuado, aquí se menciona el de compresión simple, como el más conveniente, por formar parte de los equipos de esta investigación; además que, en algunos equipos modificados de compresión triaxial se puede realizar la medición de la succión.

- Debe tenerse en consideración que la presencia de grietas, materia orgánica, humedad, y estructura, estado inalterado y remoldeado en la masa de suelo, entre otros, son factores que alteran la resistencia del suelo en diferentes épocas del año.

- Se estima conveniente llevar a cabo un mayor número de ensayos con otras humedades, diferentes a las utilizadas en esta investigación, para corroborar, gráficamente, si el comportamiento puede ser representado por una curva.

- En la realización de cimentaciones, será importante tener presente la profundidad de la Capa Activa, que aproximadamente se encuentra, entre 2.5 y 3.0m. Se recomienda realizar sondeos a mayor profundidad para observar el comportamiento de la succión y humedad durante todo el año, a fin de ubicar, con mayor certeza,

la profundidad de la Capa Activa.

- Investigar y correlacionar el efecto de la succión en la resistencia al esfuerzo cortante, obtenida mediante compresión simple, en el suelo en estado inalterado y remoldeado .

Es de destacar, que a partir de este trabajo, y de los precedentes, es posible identificar nuevas expectativas en investigación, para continuar descubriendo la naturaleza y comportamiento de los suelos expansivos, particularmente, los de la región.

10. BIBLIOGRAFIA.

1. Annual Book of ASTM Standards 1994, 4 Section Construction, Volume 04.08 Soil and Rock D420-D4914, USA, 1994.
2. Bowles, Joseph E.- Foundation Analysis and Design.- Ed. Mc Graw Hill, 1988.
3. Bowles, Joseph E.- Propiedades Geofísicas de los suelos.- Ed. McGraw Hill.- Bogotá, Colombia, 1982.
4. Cartografía del estado de Querétaro.- I.N.E.G.I.
5. Cortéz O, J.Jesús.- Distribución de la succión, período agosto -noviembre, y su relación con algunas propiedades del suelo. México, 1991.
6. Chen, F.H.- "Foundation on Expansive Soils".- Elsevier Scientific Publishing Co.
7. Fanning Delvin S. y Mary C.B.- Soil. Morphology, Genesis and Classification.- Ed. John Wiley & Sons.- USA, 1989.
8. Fredlund, Rahardjo.- Soil Mechanics for Unsaturated Soils.- John Wiley & Sons.- U.S.A., 1993.
9. Hillel, Daniel.-"Soil and Water".- Physical Principles and Processes.- Department of Soil Science.- The Hebrew University of Jerusalem.- Rehovot, Israel.- Academic Press, 1971.
10. Jiménez Salas, J.A.- Tenth Nabor Carrillo Lecture, Hacia una Mecánica de suelos no saturados.- San Luis Potosí, México.- Noviembre 1990.
11. Juárez Badillo, Rico Rodríguez.- Mecánica de Suelos, tomo I.- Ed. Limusa.- México, 1984.
12. Jumikis, Alfreds R.- Soil Mechanics.- D. Van Nostrand Company.- U.S.A., 1962.
13. Lambe T.W., Whitman R.V.- Mecánica de Suelos.- Ed. Limusa.- México 1984.

14. Lytton, R.L.- "The Characterization of Expansive Soils in Engineering".- Presentation in the Symposium on Water Movement and Equilibrium in Swelling Soils. America Geophysical Union, San Francisco, California, 1977.
15. Moreno, P.G.- "Algunos comentarios en relación con suelos expansivos".- VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.- Guanajuato, México 1976.
16. Nelson, John D., Miller, Debora J.- Expansive Soils, Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering.- John Wiley & Sons, Inc.- 1992.
17. Pérez Rea, M.L.- "Succión y comportamiento esfuerzo - deformación en suelos expansivos en Jurica y Tejada, Querétaro".- Querétaro, México.- Marzo, 1993.
18. Snethen, D.R.- "Characterization of Expansive Soils using Soil Suction Data".- 4th. International Conference on Expansive Expansive Soils.-Denver, Colorado; 1980.
19. Terzaghi, Peck.- Soil Mechanics in Engineering Practice.- John Wiley & Sons.- U.S.A., 1967.
20. Trejo Moedano, Angel.- Estratigrafía y Propiedades Mecánicas del Subsuelo del valle de la Zona Urbana de Querétaro".- U.A.Q., México, 1989.
21. Ventura Escario, J.L. de Justo Alpañes.- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.- Ed. Dossat, S.A.- Madrid.
22. Zepeda Garrido, J. Alfredo.- "Comportamiento de arcillas expansivas", conferencia "Ing. Fernando Espinosa Gutierrez".- Agosto, 1992.
23. Zepeda Garrido, J. Alfredo.- Curso Internacional de Mecánica de Suelos Arcillosos.- U.A.Q. (México) y Universidad Laval (Canadá).- Querétaro, México.- Marzo, 1989.
24. Zepeda, Garrido, J. Alfredo, Castañeda A., Hugo.- "Distribución de suelos expansivos en la República Mexicana".- Curso Internacional de Mecánica de Suelos Arcillosos".- U.A.Q., Querétaro; México, 1992.

25. Zepeda Garrido, J. Alfredo, Castañeda A., Hugo.- "Estado de Arte de las Cimentaciones sobre Arcillas Expansivas".- U.A.Q., Querétaro, México; 1987.
26. Zepeda Garrido, J. Alfredo.- "Propiedades Índice en suelos parcialmente saturados".- Curso Internacional de Mecánica de suelos arcillosos.- U.A.Q., Querétaro, México; 1992.