

60
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS A LARGO PLAZO
EN EL SUBSUELO DE LA CD. DE MEXICO, UTILI-
ZANDO EL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD.**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

Susana Garrido Galindo



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1991



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CAPITULO I. RESUMEN.

El subsuelo de la Ciudad de México ha sido dividido por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF)¹ en tres zonas dependiendo del material encontrado; así, se presenta la Zona I, conocida como la Zona de Lomeríos, la Zona II ó Zona de Transición y la Zona III ó Zona Lacustre.

La Zona III, por sus características mecánicas, resulta de particular interés para el Ingeniero Civil, por lo que se dedica un tiempo especial a la investigación de su comportamiento.

Un aspecto importante es la necesidad de predecir los asentamientos diferidos que se producen en esta zona; por ello, en el presente trabajo se presenta una técnica que permite su rápida estimación, mientras son ejecutados los ensayos de Consolidación Unidimensional.

¹ II.1 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1967).

Ya que una prueba usual en el laboratorio tarda del orden de una semana, esta técnica proporciona al proyectista una idea cuantitativa de la compresibilidad del subsuelo con una razonable certeza y un importante ahorro de tiempo, sobre todo si se tiene que estudiar una masa de suelo de varios estratos, muy común en la realidad, que implicaría una prueba de Consolidación por cada cambio de estrato provocando un retardo mayor para la Estimación de los Asentamientos.

Para su desarrollo se partió de la Relación Constitutiva de los Suelos Finos que forma parte de la Teoría no Lineal de Esfuerzo-Deformación desarrollada por el Dr. Eulalio Juárez Badillo² y presentada con el nombre de "Relaciones Constitutivas para los Suelos" en el Symposium on Recent Developments Geotechnical Structures, in the University of New South Wales Kensington, N.S.W., en Australia, 1975.

Se presenta un método que permite estimar de manera preliminar los Asentamientos Diferidos de las Arcillas del Valle de México, partiendo de la interrelación encontrada de una

² 11.2 "Relaciones Constitutivas para los suelos". Australia; Julio de 1975.

muestra de 200 pruebas de Consolidación Unidimensional, reunidas a partir de ensayos realizados en laboratorios docentes y comerciales³.

Con un sencillo programa de computadora es posible estimar de manera preliminar los Asentamientos Diferidos utilizando el método presentado en el capítulo III de este trabajo.

Cabe señalar que el método no pretende sustituir en ninguna forma al análisis a detalle, simplemente auxilia en la toma de decisiones preliminares, de manera cuantitativamente confiable, con un margen de error estimado del orden del 20% al 25 %.

Finalmente se presenta un ejemplo comparativo de evaluación del método con respecto al análisis tradicional y se presentan las principales conclusiones a las que se llegó.

³ II.3 Para fines de este trabajo, en los diferentes lugares de estudio se involucraron solo muestras representativas de la Zona III.

CAPITULO II. INTRODUCCION.

II.1 ORIGEN DE LOS SUELOS.

II.1.1 CONSTITUCION DEL GLOBO TERRESTRE.

El globo terrestre se encuentra constituido principalmente por níquel y hierro, cuya densidad del núcleo es superior a la de las capas superficiales. Rodeando al núcleo se encuentra un manto fluido carente de rigidez y envolviendo a este manto se localiza la corteza terrestre, con densidad decreciente hacia la superficie; tiene un espesor medio de aproximadamente de 30 a 40 km en la plataforma continental y está constituido principalmente por materiales heterogéneos y grandes masas de suelo.

Suprayaciendo a la corteza terrestre se ubica una pequeña capa formada por disgregación y descomposición de sus últimos niveles denominada suelo.

II.1.2 FORMACION DE LOS SUELOS.

Se denomina suelo al conjunto constituido por partículas orgánicas e inorgánicas, con organización definida y variación vectorial, que cambia sus propiedades con mayor rapidez en sentido vertical con respecto al horizontal. Su perfil está representado por todo tipo de material rocoso, desde relleno de desperdicio hasta areniscas parcialmente cementadas ó lutitas suaves, excluyendo las rocas sanas, ígneas ó metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados que no se ablanden ó desintegren rápidamente por acción de la intemperie. Conviene destacar que el agua tiene un papel importante en el comportamiento mecánico del suelo.

II.1.3 AGENTES GENERADORES DE LOS SUELOS.

La corteza terrestre es atacada principalmente por aire y agua y los mecanismos de ataque se resumen en dos: la desintegración mecánica y la descomposición química.

1. La desintegración mecánica es la intemperización de las rocas por agentes físicos como temperatura, congelación, agua y organismos. Mediante estos fenómenos las rocas pueden llegar a formar arenas, limos y en casos especiales arcillas.

2. La descomposición química es la acción de agentes que atacan a la roca modificando su constitución mineralógica ó química, siendo el agente el agua y los principales mecanismos de ataque la oxidación, hidratación y carbonización, jugando un papel no siempre despreciable la vegetación. Estos mecanismos producen generalmente arcilla como último producto de descomposición, acentuándose estos efectos con la temperatura, por lo que las formaciones importantes de arcilla se encuentran en regiones húmedas y cálidas.

Con lo anterior pueden entenderse diversas causas provocadoras de gran variedad de suelos, a los que, para su mejor entendimiento se les clasifica en dos grupos: los suelos residuales y los transportados.

1. Los suelos residuales son los que permanecen sobre la roca de la cual derivan.

2. La descripción de los suelos transportados se realizará dependiendo del agente de transporte que se trate, de este modo se tiene que:

2.a) Los suelos transportados por escurrimiento de agua y gravedad son depósitos heterogéneos sueltos, formados por materiales gruesos de depósitos de pie de montaña.

2.b) Los grandes torrentes producen materiales aluviales de gran tamaño depositados gradualmente a lo largo de su curso, quedando los de menor tamaño en las zonas planas, al final del mismo.

2.c) Los ríos transportan y depositan suelos aluviales por tamaños decrecientes, quedando los finos en las proximidades de su desembocadura.

2.d) Los lagos son depósitos de granos denominados lacustres, muy finos debido a la pequeña velocidad con que el agua fluye en ellos.

2.e) Los depósitos glaciares cuentan con materiales heterogéneos que van desde grandes bloques hasta materiales finamente graduados por causa de abrasión y fuertes presiones generadas.

2.f) Los vientos arrastran partículas cuyos tamaños van desde el limo hasta las arenas gruesas, donde pueden distinguirse dos importantes grupos de suelos:

2.f.1) Los loess, que son depósitos eólicos constituidos por una mezcla uniforme de arenas finas cuarzosas, algo feldespáticas y limos, con una cohesión atribuible a la presencia de carbonato de calcio y películas arcillosas envolviendo los granos depositados.

2.f.2) Los médanos son aglomeraciones de arena suelta arrastrada a poca altura y detenidos por obstáculos naturales, formados por arenas cuarzosas uniformes y algo de mica.

II.2 PRINCIPALES CARACTERISTICAS DEL VALLE DE MEXICO.

II.2.1 MARCO GEOLOGICO.

La Cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada⁴ con la cortina situada al sur, representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig. II.1); contiene además capas de ceniza y estratos de pómez, producto de las erupciones volcánicas menores y mayores del Pleistoceno Superior (último medio millón de años), a partir del inicio del cierre de la Cuenca. También se pueden encontrar numerosos suelos, producto de la meteorización de depósitos volcánicos, aluviales y glaciares, los cuales presentan coloraciones dependiendo del clima en el que se transformaron; así, son amarillos cuando provienen de ambientes fríos y café rojizos los provenientes de climas moderados ó subtropicales.

⁴ II.4 Manual de Diagnóstico Geológico. Vol. I. CONITUR. Agosto de 1987.

Sobre este relleno se edifica la Ciudad de México, extendiéndose hasta rebasar los límites de la planicie y subdividiendo el espacio cubierto por los abanicos volcánicos de las cruces, conocido como Las Lomas (figs. II.2). Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la Cuenca.

II.2.2 MARCO PALEOCLIMATICO.

Hace dos millones de años, el clima del Plioceno, cálido y desértico, cambió a los climas extremos y cambiantes del Pleistoceno, debido a causas desconocidas hasta la fecha. Este cambio se inicio con pequeñas oscilaciones de periodos calurosos a fríos.

En las figs.II.3 se aprecia cómo la Cuenca del Valle de México, desde su cierre en el sur, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y Wisconsin y dos interglaciares, el Yarmouth y el Sangramón.

Uno de los productos típicos de los glaciares son los suelos eólicos, importantes volúmenes de loess en el lago, que se hidrata creando las conocidas arcillas lacustres del Valle. Por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

II.2.3 ORIGEN VOLCANICO DE LOS SUELOS.

Todo el material contenido en los depósitos de la Cuenca del Valle de México es directa ó indirectamente de origen volcánico; las lavas de los cerros de Chapultepec y del Tepeyac, las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñon del Marqués y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle, son ejemplos de depósitos volcánicos directos.

Se consideran indirectamente representativos de los depósitos volcánicos, las acumulaciones de polvo eólico; ya que, si el viento los deposita en laderas durante periodos de clima frío se transforman en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convertirán en tobas amarillas, abundantes en las

Lomas; en cambio, si se depositan en un lago, como en el caso del antiguo Vaso de Texcoco, sus partículas se hidratarán, transformándose entonces en arcillas.

Por otra parte, si estos suelos se asentaron durante un interglaciador, donde imperaba un clima relativamente caliente, el resultado de ello fueron suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; que con el tiempo se transforman de tobas rojizas, característicos del Sangamón.

II.2.4 ZONIFICACION Y ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO.

El Valle de México es una unidad geográfica limitada al Norte por las Sierras de Tepoztlán, Tezontlapán y Pachuca; al Este por los Llanos de Apán, los Montes de Río Frio y la Sierra Nevada; al Sur por las Sierras de Cuauhtzín y Ajusco y al Oeste por las Sierras de las Cruces y Monte Alto (fig II.4). Cuenta con una superficie total de 3,080 km², de los cuales 2,050 km² son zonas bajas bien definidas, y con un nivel inferior a 2,240 m.s.n.m.

Dentro del Valle se localiza el Distrito Federal, con un área de 1,480 km², zonificada en base a propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la Cuenca. En las figs. II.5 se presenta una zonificación actualizada, que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Masari en 1959⁵.

I. Zona de Lomas: Desarrollada en la parte Norte de la Ciudad de México (Sierra de las Cruces), en la cual pueden observarse los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcánes andesíticos estratificados de la Sierra de la Cruces:

- I.a) Horizontes de cenizas volcánicas.
- I.b) Capas de erupciones pumíticas.
- I.c) Lahares.
- I.d) Avalanchas ardientes.
- I.e) Depositos glaciales.

⁵ II.5 Marsal R.J. y Masari H. (1959). El subsuelo de la Ciudad de México, Facultad de Ingeniería, UNAM.

I.f) Depósitos fluviales.

I.g) Depósitos fluvioglaciales.

I.h) Suelos.

También suelen encontrarse rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos a galerías de antiguas minas.

Esta zona presenta condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona, por ello, en estos materiales pueden desarrollarse mecanismos de falla. En los derrames basálticos del Pedregal es posible encontrar cuevas ó aglomeraciones de materiales sueltos, donde pueden presentarse fallas bajo columnas pesadas.

Los depósitos eólicos de arena uniforme pueden producir asentamientos diferenciales bruscos.

II.Zona de Transición: localizada entre las Serranías poniente y el fondo del ex-lago de Texcoco (fig II.5.a). Sus condiciones de estratigrafía varían de manera significativa en

subzonas, en función de la cercanía a las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos, por lo que pueden identificarse las Transiciones Alta y Baja:

II.a) Transición Alta: Subzona de transición más próxima a Las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados. La frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas, bajo los cuales se encuentran estratos arcillosos que subyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig. II.5.b).

II.b) Transición Baja: Vecina a la zona lacustre, donde se localiza una capa superior arcillosa, con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial depositados durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dió origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio, respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas. Esta zona presenta problemas de capacidad de carga y asentamientos diferenciales.

III. Zona Lacustre: localizada en los antiguos Lagos de Texcoco, Chalco, Xochimilco y Ciudad de México, en la que pueden encontrarse grandes depósitos de arcillas limo-arenosas de alta comprensibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historias de cargas, también suelen encontrarse arcillas volcánicas altamente compresibles, con intercalaciones de lentes de arena, o bien estratos alternados de arena con grava y limo ó arcilla arenosa. Esta zona es particularmente importante por presentar una constante evolución en su comportamiento mecánico, observándose una disminución de la comprensibilidad y fenómenos que ocurren en pocos años y aún en meses debido a diferentes circunstancias, entre las que destaca el bombeo profundo para abastecimiento de agua potable, el efecto de la sobre-carga de antiguos rellenos superficiales, el peso de las estructuras y el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Debido a ello, se puede subdividir esta zona en tres subzonas, atendiendo a la importancia

relativa de dos factores independientes: el espesor de la costra superficial y la consolidación inducida en cada sitio.

III.a) Lago Virgen: Correspondiente al sector oriente de la zona lacustre, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; pero con el creciente desarrollo de la ciudad se han ido incrementando las sobrecargas de la superficie y el bombeo profundo. La tabla II.1 presenta las propiedades medias de los estratos, arriba de la capa dura, característicos de esta subzona.

III.b) Lago Centro I: Subzona asociada al sector no colonial de la ciudad, desarrollada a principios de este siglo y sujeta a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; sus propiedades mecánicas presentan una condición intermedia entre el Lago Virgen y el Lago Centro II y son las presentadas en la Tabla II.2.

III.c) Lago Centro II: Correspondiente a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado las siguientes condiciones extremas: arcillas frecuentemente consolidadas por

efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, arcillas blandas asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos y arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida. En la tabla II.3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos, y en especial de las arcillas, debe tomarse sólo como una guía y siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

La Zona III de la Ciudad de México ha sido objeto de diferentes estudios, incluyendo el presente, los cuales tratan de correlacionar las propiedades mecánicas del subsuelo con la amplia información obtenida de sondeos y pozos de muestreo, conjuntamente con pruebas de laboratorio.

Será necesario por tanto, describir la naturaleza y el origen de la arcilla, material en estudio, para posteriormente realizar la evaluación de los Asentamientos Diferidos mediante el método propuesto.

II.3 ARCILLAS.

La arcilla es un elemento terroso formado por silicatos de aluminio hidratados, como resultado de la erosión de rocas silíceas.

La formación Tacubaya, elemento abundante en el Valle de México, está constituida por arcillas volcánicas, de baja resistencia al corte y alta compresibilidad. Son arcillas limosas con un alto contenido de agua y de consistencia blanda a semirígida, surcada por numerosos estratos de arena, producto de lluvia de materiales piroclásticos¹.

¹ II.6 Dr. Leonardo Zeevaert 1973.

II.3.1 MINERALES CONSTITUTIVOS DE LAS ARCILLAS.

Las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, pudiendo contener silicatos de magnesio, hierro u otros metales también hidratados.

Estos minerales tienen casi siempre estructura cristalina definida, con sus átomos dispuestos en láminas silicas ó aluminicas.

La MONTMORILLONITA es el mineral que forma la fracción más abundante de la arcilla, en aquellos suelos parcialmente meteorizados, ricos en materia orgánica y de reacción básica. Se caracteriza por variar su volumen según el grado de hidratación del terreno.

El comportamiento mecánico de las arcillas se ve decisivamente influido por su estructura en general y constitución mineralógica en particular.

En presencia de agua, los minerales constitutivos de la arcilla impiden la adsorción y en algunos casos se produce expansión, con lo que se complica su comportamiento mecánico.

II.4 PLASTICIDAD.

II.4.1 FASES DEL SUELO.

Pueden distinguirse en un suelo tres fases fundamentales:

1. La fase sólida, formada por partículas minerales del suelo..
2. La fase líquida, constituida principalmente por agua, y
3. La fase gaseosa, comprendida fundamentalmente por aire.

II.4.2 CONTENIDO DE AGUA DE UN SUELO.

El contenido de agua ó de humedad es una propiedad intrínseca de un suelo, conocido como la relación existente entre el peso de agua contenido en el mismo y el peso de su fase sólida, el cual se expresa como un porcentaje.

$$W (\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad \dots(\text{II.1})$$

Teóricamente, el contenido de humedad tiene una variación de cero a infinito y en la realidad se encuentra comprendido entre un amplio rango de valores. Para el caso de las arcillas del Valle de México, es usual encontrar valores normales de humedad de 500 y 600%.

El contenido de humedad depende en gran medida de la Relación de Vacíos del material, conocida también como índice de oquedad ó Índice de poros, y no es más que la relación entre el volumen de vacíos y el de sólidos existente en un suelo:

$$e = V_v / V_s \quad \dots (II.2)$$

II.4.3 DEFINICION DE PLASTICIDAD.

Las arcillas, al ser remoldeadas, cambian su contenido de agua y adoptan una consistencia característica, que desde tiempos remotos se ha denominado plasticidad, y cuya relación con las propiedades fisicoquímicas son determinantes en el comportamiento mecánico de las mismas.

La plasticidad es una propiedad de los materiales por la cual son capaces de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Se debe al contenido de partículas más finas dispuestas en forma laminar en el suelo, ya que esta forma ejerce una influencia importante en la compresibilidad del suelo, mientras que el pequeño tamaño propio de esas partículas baja la permeabilidad del conjunto.

Cuando se tiene una relación esfuerzo-deformación ($\sigma - \epsilon$) lo suficientemente pequeña, se presenta un comportamiento elástico ó reversible, implicando el caso contrario un comportamiento elástico.

El cambio entre los estados plástico y elástico se tornará abrupto donde predomina el esfuerzo de transición (fig. II.6.a), ó gradual donde éste deberá ser definido convencionalmente (fig. II.6.b).

En Mecánica de Suelos resulta inapropiada la utilización de curvas esfuerzo-deformación, de manera semejante a los materiales estructurales, ya que, a diferencia de éstos, no existe una curva representativa por lo que será necesario recurrir a idealizaciones.

La curva de descarga de materiales elásticos no lineales regresa al origen, describiendo la curva del proceso de carga; en cambio, para los materiales plásticos este proceso es irreversible.

Existen dos aspectos básicos que diferencian el comportamiento plástico del elástico:

1. La historia previa de esfuerzo y deformación del material: existe una relación entre las características llamadas "punto de fluencia" (de tensión y compresión) con comportamiento elástico del material, donde el esfuerzo actuante se mantiene entre ambos límites. En un principio estas características son iguales y permanecen constantes en un material perfectamente plástico; pero para materiales donde se presente endurecimiento por deformación progresiva, su valor depende de la historia de esfuerzos.

2. La razón de variación actual de estos esfuerzos no debe disminuir en el punto de fluencia de tensión ni tampoco aumentar en el de compresión.

En las figuras II.7 se muestran las curvas real e idealizada de la relación esfuerzo-deformación ($\sigma - \epsilon$) de una arcilla en su intervalo plástico.

II.4.4 LIMITES DE CONSISTENCIA.

Existen varios criterios de medición de plasticidad en las arcillas. Experimentos realizados por Atterberg, Terzaghi y Goldschmidt, muestran como la plasticidad de los suelos es debida a la carga eléctrica de las partículas laminares, que generan campos que actúan como condensadores e influyen en las moléculas bipolares del agua.

Atterberg demostró que la plasticidad permanece circunstancialmente en las arcillas dependiendo de su contenido de agua $W(\%)$, pudiendo alcanzar bajo estas circunstancias propiedades de lodo semilíquido ó incluso las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo del contenido de agua en el que la arcilla se comporta plásticamente.

Según su contenido de agua en su orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg, y considerados como fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, para las cuales no existen aún criterios estrictos que permitan distinguir sus fronteras, por lo que se realiza de manera convencional, mediante los Límites de consistencia:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.

2. Estado semilíquido, con propiedades de un fluido viscoso.

3. Estado plástico, en donde el suelo se comporta plásticamente.

4. Estados semisólido, en el que el suelo tiene apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.

5. Estado sólido, donde el volumen del suelo no varía con el secado.

Atterberg también introdujo fronteras convencionales denominadas de plasticidad:

1. Entre los estados plástico y semisólido se encuentra el límite plástico (LP o W_p), definido también en términos de manipulación de laboratorio, rolando un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro, cuyo agrietamiento y desmoronamiento indicará que se ha alcanzado su valor.

2. Entre los estados semilíquido y plástico se encuentra el límite líquido (LL o W_L) determinado en el laboratorio mediante la colocación de una muestra de suelo remoldeado en la Copa de Casagrande (fig. II.8.a) que es un recipiente de bronce, con un tacón del mismo material, los cuales caen periódicamente, golpeándose contra la base de un dispositivo de hule, con una altura de caída de 1 cm, medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma, estando la copa en su punto más alto. La copa es esférica, con radio interior de 54 mm, espesor de 2 mm y un peso de 200 ± 20 g, incluyendo el tacón.

Sobre la copa se coloca la muestra de suelo, mismo que se ranurará trapecialmente, con las dimensiones mostradas en la fig. II.8.b; para lo cual, se recurre a un ranurador, sosteniendo la copa con el tacón hacia arriba y pasando el ranurador normal a la superficie de la muestra, a lo largo del meridiano que pasa por el centro del tacón, con un movimiento de arriba hacia abajo⁷.

⁷ II.7 Mecánica de Suelos Tomo I. Juárez Badillo y Rico Rodríguez.

Se recomienda llevar a cabo la prueba en un ambiente húmedo, ya que uno seco afecta la exactitud por cuestiones de evaporación durante el remoldeo y manipulación de la copa; esto es, el número de golpes mostrará un rápido incremento.

Los límites de Plasticidad deben realizarse en la fracción del suelo menor que la malla no. 40 y si la muestra es arcillosa, será condición que no haya sido secada a humedades menores que su límite plástico.

Se denomina índice de plasticidad I_p a la diferencia existente entre el L y el L_p .

$$I_p = L - L_p \quad \dots(\text{II.3})$$

En la fig. II.8.c se muestra una Curva de Flujo típica, donde se reportan los resultados con la Prueba de la copa de Casagrande.

Además de los límites mencionados, Atterberg definió otros límites de consistencia:

1. Límite de adhesión: es el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica.

2. Límite de cohesión es el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.

3. Límite de contracción es la frontera entre los estados de consistencia sólido y semisólido; el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando. Se manifiesta visualmente por el cambio de tono oscuro a más claro y se determina efectuando mediciones durante el proceso de contracción.

En 1948 se definió en Noruega el Límite de Firmeza, importante en las arcillas extrasensitivas; es el límite en el que se presenta posibilidad de licuación en estas arcillas, alcanzando contenidos de agua mucho mayores al L. Se determina en el laboratorio con el mínimo contenido de agua que hace que una pasta de arcilla bien mezclada fluya por peso propio en un tubo estándar de 11 mm de diámetro después de haber reposado durante 1 min.

II.5 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS.

II.5.1 RELACION ESFUERZO-DEFORMACION.

En este subcapítulo se destaca la importancia de determinar el estado de esfuerzos y deformaciones inducido en una masa de suelo, debido a la aplicación de cargas cerca de la superficie del terreno, sin inducir falla por capacidad de carga. La distribución de esfuerzos y deformaciones dependerá de las características esfuerzo-deformación del suelo.

Las relaciones esfuerzo-deformación presentan un comportamiento no lineal complejo, por tanto, la configuración de estas curvas no se puede representar en forma similar a la del acero, por depender, junto con su resistencia máxima, de la presión lateral que recibe el material por sobrecarga. En algún caso estas características de esfuerzo-deformación de los suelos dependen también del tiempo, del fenómeno de consolidación ó de la tendencia al creep (deformación bajo esfuerzos constantes).

Conocer el comportamiento del suelo ante diferentes sollicitaciones es imprescindible para elaborar procedimientos de diseño, sin embargo, la actual utilización de la Teoría de la Elasticidad como herramienta de solución de problemas en

Mecánica de Suelos, proporciona sólo aproximaciones cualitativas que, aunque permite entender este comportamiento con un cierto factor de seguridad, es conveniente recordar que lleva implícitas hipótesis que no siempre se presentan en la realidad.

Para el caso específico del cálculo de esfuerzos de una estructura, las teorías de solución existentes coinciden en involucrar el siguiente comportamiento erróneo, por simplificación de cálculos y por desconocimiento de las características exactas del subsuelo:

1. Suelo homogéneo; respecto al color, a la permeabilidad y resistencia del subsuelo en estudio, el cual es imposible que se presente, ya que sus propiedades mecánicas varían en todos los puntos de su masa.

2. Material isótropo; tampoco puede presentarse en la realidad, ya que en un punto específico, el comportamiento esfuerzo-deformación varía con la dirección en que se considere.

3. Comportamiento linealmente elástico (válida la Ley de Hooke); tampoco puede presentarse por sus condiciones de esfuerzo-deformación.

4. Medio semi-infinito; ninguna masa de suelo lo es.

Las inexactitudes que resultan debido a que los suelos no son elásticos, son hasta ahora, de magnitudes desconocidas, y resulta difícil poder entenderlas completamente; además, las condiciones existentes en un problema real, rara vez son semejantes a las condiciones sobre las cuales se han basado las fórmulas que se obtienen. Desde luego que la Teoría de la Elasticidad involucra grandes simplificaciones, que pueden estar alejadas de las características reales de un suelo, sin embargo, se reconoce que los resultados a los que se llega a través de ella, resultan con una aproximación suficiente en la práctica profesional.

A continuación se describen las teorías más usadas para el cálculo de esfuerzos, para cuyo entendimiento y mejor utilización en un caso real se deberán tener presentes las hipótesis anteriormente mencionadas⁸.

8

11.8 Se excluye la demostración numérica de las ecuaciones presentadas a continuación por quedar fuera de los alcances de este trabajo.

II.5.2 TEORIA DE BOUSSINESQ.

Una solución original e importante en el cálculo de los esfuerzos en el interior de un semiespacio, lo representa la Teoría de Boussinesq⁹, la cuál es principalmente usada en el cálculo de asentamientos de suelos sujetos a consolidación.

Las hipótesis en las que se basa esta Teoría son:

1. Medio elástico, homogéneo e isótropo, semi-infinito y obedece la Ley de Hooke.
2. El medio no tiene peso propio.
3. El medio no tiene historia previa de esfuerzos.
4. La distribución de esfuerzos es independiente del tipo del material del medio (Fotoelasticidad).
5. En el medio es válida una distribución de esfuerzos lineal (esfuerzos sumables).
6. Existencia de continuidad de esfuerzos.
7. Simetría respecto a la profundidad Z.

⁹ II.9 Boussinesq (1885).

II.5.3 FORMULA DE BOUSSINESQ PARA CONDICIONES
DE CARGAS COMUNES.

II.5.3.1 Esfuerzo que causa al suelo una carga vertical.

Las coordenadas de la carga concentrada "P", actuante en una masa de suelo son (x,y,z), de acuerdo con el sistema ortogonal cartesiano mostrado en la fig. II.9, donde el origen coincide con el punto de aplicación de la carga.

Según se aprecia en esta figura, el esfuerzo causado por este tipo de carga en el punto B es:

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi R^5} z^3 = \frac{3p}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad \dots (II.4)$$

y adimensionalmente:

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} P_0 \quad \dots (II.5)$$

con:

$$P_0 = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2} \quad \dots (II.6)$$

que se denomina coeficiente de influencia y cuyo valor depende de la geometría. Sus valores, a la profundidad Z donde se calcula el esfuerzo son los mostrados en la Tabla II.4.

II.5.3.2 Esfuerzo en el suelo debido a una carga distribuida linealmente uniforme en la longitud Y, con P unidades de carga por unidad de longitud.

El valor del esfuerzo Z en el punto B mostrado en la fig. II.10 se obtiene con la siguiente expresión, producto de la integración de la ec. II.4:

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} * \frac{yz^3}{(x^2 + z^2)} * \frac{1}{(x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}} \left(\frac{1}{x^2 + y^2 + z^2} + \frac{2}{x^2 + z^2} \right)$$

... (II.7)

Introduciendo los parámetros $m = x / z$ y $n = y / z$, graficados por R.E. Fadum y mostrados en la fig. II.11¹. La expresión anterior queda dada por:

1

II.10 Grafica de Fadum para influencia de carga lineal.

$$\sigma_z = \frac{z}{p} = P_o \quad \dots(\text{II.8})$$

donde:

$$P_o = \frac{1}{2\pi} * \frac{n}{(m^2 + 1) (m^2 + n^2 + 1)^{1/2}} \left(\frac{1}{m^2 + n^2 + 1} + \frac{2}{m^2 + 1} \right) \dots(\text{II.9})$$

y Z = profundidad a la que se calcula el esfuerzo.

Para calcular el esfuerzo producido por este tipo de carga en un punto B, bajo un origen O' fuera de O, será necesario prolongar la longitud restándole al valor obtenido para con ello lograr el esfuerzo deseado.

II.5.3.3 Esfuerzo bajo una superficie rectangular uniformemente cargada, con W unidades de carga por unidad de área.

Integrando nuevamente la ec. (II.4) y adoptando los parámetro $m = x / z$ y $n = y / z$, ahora intercambiables, se obtiene la expresión:

$$\sigma_z = W * W_0 \quad \dots \text{(II.10)}$$

con:

$$W_0 = \frac{1}{4} \left[\frac{2 m n (m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{(m^2 + n^2 + 1) + m^2 n^2} + \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \frac{2 m n (m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{(m^2 + n^2 + 1) - m^2 n^2} \right] \quad \dots \text{(II.11)}$$

con la cual se calcula el esfuerzo para este tipo de carga, muy común en la práctica. De manera semejante al inciso anterior, los valores de m y n para la profundidad z a la que se calcula el esfuerzo, aparecen en la (fig. II.12)¹¹.

Debido a que las expresiones anteriores se manejan en radianes, se tiene que para valores de la $\tan^{-1} < 0.0$ deberá sumarse el valor de π .

¹¹ II.11 Gráfica de Fadim para influencia de carga uniformemente repartida en un área rectangular.

II.5.3.4 Cálculo de esfuerzos a lo largo de una carga normal que pasa por el centro de un área circular uniformemente cargada, con una presión uniforme W.

Igual que para los casos anteriores, integrando la ec. (II.4) a toda el área circular se obtiene la ec. II.12, que permite calcular el esfuerzo en cualquier punto de la vertical bajada por el centro del círculo cargado.

En la fig. II.13 se puede observar que, tomando una fuerza actuante en un área, ésta produce en el punto B un esfuerzo vertical a la profundidad Z deseada de la siguiente forma:

$$\Delta\sigma = \frac{3W}{2\pi} \cdot z^3 \frac{\rho}{(\rho^2 + z^2)^{5/2}} \quad \dots(\text{II.12})$$

Llevando la ecuación anterior al límite e integrando la superficie circular total, puede obtenerse el esfuerzo para toda el área cargada a una profundidad Z mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_z = W \cdot W_0 \quad \dots(\text{II.13})$$

donde:

$$W_0 = 1 - \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{1/2} \dots (II.14)$$

cuyos diferentes valores, dependiendo de la relación (r/z) aparecen en la tabla II.5.

Para efectos de este trabajo, quedan excluidos casos diferentes de cargas.

II.5.4 CARTA DE NEWMARK

La Carta de Newmark es un método gráfico desarrollado en 1942 que proporciona el esfuerzo producido en una masa de suelo debido a cualquier condición de carga uniformemente repartida y es especialmente útil cuando se tiene varias áreas cargadas con diferentes presiones en las superficies. Newmark partió de la ecuación II.12, perteneciente al esfuerzo vertical debajo del centro de un área circular uniformemente cargada, la cual puede escribirse de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_z}{W} = 1 - \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{3/2} \dots (II.12')$$

en la cuál es posible obtener el esfuerzo (σ_z) que recibe una masa de suelo de manera aproximada de la siguiente forma:

Conocida la geometría de la edificación, y estableciendo una escala para la misma, se procede a dibujar Cartas de Newmark, correspondientes a diferentes profundidades propuestas (Z_p).

La relación $E = Zr/Z_p$, con E: escala y Zr: profundidad real, en m, proporciona la escala que pertenece a cada una de las profundidades a las que se analizará el esfuerzo (Z reales), con lo que puede conocerse cual es la escala más conveniente a utilizar.

La Carta de Newmark comprende una serie de círculos concéntricos, divididos en "n" partes iguales (normalmente 20), con lo que se logra el trazo de recuadros; con ella, se procederá a estimar la influencia "Iz", que producirá un esfuerzo a la cimentación, ya sea debido al peso de la misma edificación ó de edificaciones vecinas. Esta influencia se evalúa, de manera aproximada, haciendo coincidir el centro de la carta con el punto en el que se requiere conocer la influencia producida "Iz". Finalmente, el número total áreas de recuadros que cubren el ó las áreas de influencia proporciona la

influencia buscada "Iz", tomando en cuenta que tendrán que hacerse compensaciones y estimaciones puramente visuales de áreas aproximadas.

El número de divisiones de la Carta está depende únicamente de la aproximación ó exactitud a la que quiera llegar en el conteo de áreas de recuadros.

En al figura II.14 se muestra esquemáticamente una Carta de Newmark, correspondiente a un valor de influencia $I_w = 0.005$.

II.5.5 TEORIA DE FRÖLICH.

En 1942 Frólich desarrolla una teoría elástica, para un medio semi-infinito, en la que toma en cuenta la anisotropía del material, esto es, la varación de las propiedades del material en diferentes puntos; para lo cual propone una expresión de aplicación de carga concentrada sobre la superficie del medio donde involucra la variable independiente x que adquiere diferentes valores, dependiendo del grado de anisotropía del subsuelo, de ahí que:

1. $\chi = 3$, considera la ec. de Boussinesq para suelo homogéneo e isótropo:

$$I_{ij} = \frac{3}{2\pi} \left(\text{sen } \alpha_0 - \frac{\text{sen}^3 \alpha_0}{3} \right) [(\phi_1 - \phi_2) + \text{sen } (\phi_1 - \phi_2) \cos (\phi_1 + \phi_2)] \quad \dots \text{(II.15)}$$

2. $\chi = 2$, considera un suelo estratificado con diferentes deformabilidades (Cd. de México).

$$I_{ij} = \frac{1}{\pi} (\alpha_0 \text{ sen } 2\alpha_0) (\text{sen } \phi_1 - \text{sen } \phi_2) \quad \dots \text{(II.16)}$$

donde, para todos los casos:

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{\beta}{(\chi^2 + z^2)^{1/2}} \quad \dots \text{(II.17)}$$

$$\phi_1 = \text{sen}^{-1} \frac{\chi_1}{(\chi^2 + z^2)^{1/2}} \quad \dots \text{(II.18)}$$

$$\phi_2 = \text{sen}^{-1} \frac{\chi_2}{(\chi^2 + z^2)^{1/2}} \quad \dots \text{(II.19)}$$

$$\chi_1 = X + \lambda/2 \quad \dots \text{(II.20)}$$

2β : lado largo del edificio.

$$\chi_2 = X - \lambda/2 \quad \dots \text{(II.21)}$$

λ : lado corto del edificio.

3. $\chi = 4$, considera un suelo homogéneo y compresible (caso de arenas).

$$I_{ij} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{3}{2} \alpha_0 + \frac{3}{4} \sin 2\alpha_0 + \sin \alpha_0 \cos^3 \alpha_0 \right) * \sin (\varphi_1 - \varphi_2) - \frac{1}{3} [\sin^3 (\varphi_1 - \varphi_2)] \dots (II.22)$$

En la fig. II.15 se muestran esquemáticamente los parámetros para la obtención del esfuerzo vertical producido en un punto "i" debido al área rectangular uniformemente cargada.

II.6 ASENTAMIENTOS.

Las características esfuerzo-deformación de un suelo determinan el asentamiento ó la emersión que una estructura puede experimentar, y en algunos casos fungen como indicadores de las dificultades de construcción surgidas durante la excavación dentro de las masas de suelo. Las causas más comunes de estos movimientos son:

1. Compresión ó expansión del suelo de cimentación debido a cargas estáticas.
2. Densificación de suelos granulares.
3. Contracción de suelos cohesivos debido a secado.
4. Pérdida de soporte debido a erosión.
5. Pérdida de soporte debido a licuación.

La historia general de los asentamientos puede ejemplificarse en la fig. II.16, en la que se distinguen tres tipos de asentamientos:

- 1.Si: Asentamiento inmediato ó asentamiento distorsional, entendiéndose por distorsión la deformación que experimenta un cuerpo cambiando de forma sin cambiar de volumen.
- 2.Sc: Asentamiento por consolidación primaria.
- 3.Ss: Asentamiento por consolidación secundaria.

Cualquier tipo de suelo tiene estas tres componentes ante una sollicitación dada, variando sólo sus magnitudes relativas. En el caso de un suelo granular, aproximadamente el 80% del asentamiento total que sufre es del tipo instantáneo, el resto ocurre a largo plazo debido al retardo producido por la

fracción entre partículas. Por el contrario, los asentamientos de las estructuras construidas sobre mantos de arcilla blanda, que algunas veces están enterrados profundamente debajo de materiales más resistentes y menos compresibles, pueden producirse lentamente y alcanzar grandes magnitudes.

Los intentos exitosos para explicar este fenómeno sobre una base científica fueron realizados por Terzaghi en 1919, quien para obtener una concepción objetiva ideó un modelo mecánico, consistente en un cilindro provisto de un pistón sin fricción y con un pequeño orificio; el pistón se encuentra a su vez opturado por un resorte unido al fondo del cilindro, totalmente lleno de agua, como se muestra en la fig. II.17.

El funcionamiento del dispositivo consiste en aplicar una carga P manteniendo cerrado el orificio; bajo estas condiciones, el resorte no puede deformarse y así toda la carga estará soportada por el agua, que se supone incompresible. Si se permite que el agua salga por el orificio, se presentará una transferencia gradual de carga del agua al resorte, de tal forma que si se le permite una deformación suficientemente grande, se logrará que la carga P quede totalmente soportada por éste, regresando en el agua las condiciones normales de presión.

Para un suelo, las condiciones de estructura de sus partículas pueden considerarse representadas por el resorte, el agua intersticial libre estaría representada por el agua contenida en el cilindro y los canaliculos capilares por el orificio del modelo.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, al aplicar a un estrato cualquiera un incremento de presiones Δp , la presión total sobre él será la original p_1 más el incremento, es decir:

$$p_2 = p_1 + \Delta p \quad \dots(\text{II.23})$$

Inmediatamente después de aplicar el incremento de presión, éste será equilibrado totalmente por el agua intersticial, que adquirirá, por lo tanto, una presión en exceso. Al cabo de un tiempo t , esta presión habrá provocado la salida de un cierto volumen de agua, transfiriendo una parte de la carga a la estructura sólida del suelo y terminando el proceso cuando la presión total se puede expresar, para todo tiempo t , como:

$$P = \bar{P} + U \quad \dots(\text{II.24})$$

en donde: P = Presión total en cualquier tiempo t .

\bar{P} = Presión efectiva ó la soportada por la estructura sólida del suelo, variable con el tiempo.

U = Presión de poro ó la presión intersticial del agua y variable con el tiempo.

$U = \gamma_o * H$; con γ_o igual al peso volumetrico del agua.

Karl Terzaghi llamó a este fenómeno Proceso de Consolidación Primaria, el cual pudo valuar en el laboratorio.

Todo lo anterior conduce a que, para conocer los Asentamientos sufridos en la cimentación de una estructura, se requiere un estudio previo de Consolidación Unidimensional del material en el que se desplantará.

II.6.1 PROCESO DE CONSOLIDACION PRIMARIA DE LAS ARCILLAS.

Cualquier material sufre deformación al presentarse un cambio en los esfuerzos actuantes; pero para los suelos, esta deformación no se produce simultánea a la aplicación de la carga, sino que es función del tiempo, presentandose una variación de forma y volumen.

La consolidación es el proceso de disminución de volúmen en un lapso de tiempo, provocado en la masa de suelo por aumento en sus cargas actuantes.

En las arcillas, la deformación debida a un cambio volumétrico es más importante que la debida al cambio de forma.

Los dos tipos de deformación manejados usualmente en mecánica de suelos son:

1. La compresión (ó expansión); producida sólo por cambios volumétricos en la masa de suelo y manteniendo su forma.
2. La distorsión ó deformación es la variación de forma de suelo variando la posición relativa de cada uno de sus puntos y manteniendo un volúmen constante.

II.6.2 PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL.

Cuando en el proceso de Consolidación presenta un movimiento de partículas sólo en dirección vertical, se dice que se presente una Consolidación Unidireccional ó Unidimensional; esto sería válido en un caso real que los estratos del subsuelo

presentaran una gran extensión horizontal en comparación con su espesor, donde pudiera haber movimiento de partículas en este sentido.

En la prueba de compresión confinada o consolidación se estudian las relaciones existentes entre presión vertical, asentamientos y tiempo. (fig. II.18).

Para evaluar el proceso de consolidación en el laboratorio, Terzaghi utilizó un equipo denominado Consolidómetro u Odómetro; en él se coloca una pequeña muestra inalterada, labrada en forma de cilindro, dentro de un anillo rígido, que le proporciona confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas dentro de un recipiente denominado "cazuela", y una vez montada la muestra se le aplica carga por medio de un vástago, capaz de transmitirla a una placa metálica. Mediante un extensómetro de carátula, se mide la deformación sufrida por el espécimen de arcilla, manteniendo la carga constante, hasta que la deformación sea prácticamente nula, para luego de aplicar un nuevo incremento y repetir el procedimiento (figs. II.19).

Ciertamente que el fenómeno real de consolidación se produce en tiempos muchos mayores que los estimados en el laboratorio, sin embargo, se ha observado que los segundos presentan un valor más desfavorable.

La aplicación de cargas subsiguientes, esperando para cada una de ellas que se desarrolle por completo el proceso, proporciona una curva en escala semilogarítmica, como la mostrada en la fig. II.20. Esta curva, denominada de "Compresibilidad", es el punto de inicio para la estimación de asentamientos ó emersiones producidas por consolidación. En ella se aprecia, en el eje de las ordenadas la variación de la relación de vacíos (e), con cada cambio de presión (σ).

La forma de esta curva, llamada de consolidación, varía dependiendo de las características de la arcilla, ya que, si la muestra está completamente remoldada y con una humedad cercana al Límite Líquido y la relación de vacíos inicial (e_0) es grande, entonces resulta una curva cóncava hacia abajo (rama de recompresión), que poco después empezará a tomar forma de recta (rama virgen).

El Dr. Karl Terzaghi señala por primera vez que las curvas de compresibilidad de los materiales compuestos por partículas laminares adquieren la forma de rectas al ser trazadas en papel semilogarítmico (tramo virgen de la curva), por lo que este tramo puede representarse con la ecuación:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p}{p_0} \quad \dots (II.25)$$

donde:

e = relación de vacíos.

p = presión aplicada, en kg/cm^2 .

e_0 = valor de e para $p = p_0$ (por simplificación, usualmente se considera $p_0 = 1.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$).

C_c = Índice de compresibilidad; representa la diferencia de la relación de vacíos entre los límites de un ciclo de la escala logarítmica.

El valor del índice de compresibilidad C_c ha sido motivo de diferentes estudios para su obtención, de los cuales se tratará en capítulos subsecuentes.

II.6.3 COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS.

El término **Compresibilidad** se refiere a la relación que existe entre el incremento de una carga unitaria sobre un espécimen de suelo confinado inalteradamente y su correspondiente decremento de la relación de vacíos.

El grado de compresibilidad de una arcilla puede investigarse mediante la realización de pruebas de laboratorio, en muestras representativas extraídas del subsuelo, de manera que su estado se altere lo menos posible; en ellas, deben reconocerse dos condiciones diferentes de importancia práctica:

1. Si el estrato del que se tomó la muestra está normalmente cargado; esto es, si nunca han actuado en él presiones verticales mayores que las existentes en la actualidad.

2. Si está preconsolidado, esto es, que en alguna época de su historia estuvo sujeto a presiones verticales mayores que las que ahora están en actividad.

II.6.4 SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS.

Si al analizar la muestra extraída del subsuelo, ésta guarda un estado en el cual las presiones verticales actuantes son mayores a las que haya recibido a lo largo de toda su historia geológica, entónces se dice que la masa de suelo está normalmente consolidada.

II.6.5 SUELOS PRECONSOLIDADOS.

Si el suelo en alguna época de su historia estuvo sujeto a presiones verticales mayores que las que ahora están en actividad, entónces se dice que está preconsolidado.

Las arcillas preconsolidadas abundan debido a que muchos depósitos estuvieron en alguna época sujetos al peso de capas de suelo sobreyacentes que subsecuentemente fueron eliminados por la erosión. En algunos casos el hielo glacial cubrió y consolidó las capas de suelo inferiores y cuando el hielo se fundió, los depósitos quedaron sobreconsolidados con respecto a la presión que siguió actuando. La superficie de muchos depósitos, especialmente las llanuras de inundación estuvo expuesta durante su depositación, sufriendo evaporación y desecación. Los esfuerzos de contracción deben haber sido grandes comparados con la presión efectiva de sobrecarga actuales y es probable que estos depósitos contengan capas ó lentes de arcillas preconsolidadas. El descenso durante largo tiempo de los niveles freáticos producido por bombeo ó por las actividades de construcción, puede haber inducido consolidación

y precargado de la arcilla, con respecto a las condiciones que existieron después del restablecimiento de los niveles freáticos.

En los problemas prácticos, el aspecto más importante es poder reconocer si una arcilla ha sido o no preconsolidada. Ejecutando una prueba de consolidación en una muestra tomada cuidadosamente, con frecuencia se obtienen los datos necesarios para decidir al respecto. Por lo tanto, si hay probabilidades de que un depósito de arcilla pueda ser preconsolidado y se van a obtener muestras para las pruebas de consolidación deberán usarse las mejores técnicas posibles de muestreo. Además, las consideraciones históricas y geológicas pueden dar valiosos datos de la posibilidad ó el grado de preconsolidación en un lugar.

II.6.6 COMPRESIBILIDAD DE ARCILLAS SENSIBLES.

Los resultados de una prueba de consolidación en una muestra cuidadosamente extraída de una arcilla de alta sensibilidad es como la mostrada en la fig. II.21.

La posición inicial, relativamente plana, se convierte bruscamente en un tramo inclinado que aparenta un colapso estructural de la arcilla, de tal manera que un pequeño aumento de presión conduce a una gran disminución de la relación de vacíos; entonces la curva pasa por un punto de inflexión y su pendiente disminuye. Si se trazara una tangente en la parte más vertical de la curva, la línea e_0 se cortaría en el punto b, y la presión correspondiente a este punto es aproximadamente igual a aquella en la que se produce el colapso.

En la mayor parte de las arcillas muy sensibles el punto b queda por lo menos a la derecha de a. El incremento de presión b-a puede representar el grado que ha sido precargado el suelo, ó bien una resistencia de adherencia que tiene origen en procesos físico-químicos subsecuentes a la depositación.

En las zonas en las que el subsuelo está formado por arcillas blandas montmorillonitas, altamente sensitivas, como es el caso de la Ciudad de México, se recomienda limitar la sobrepresión producida por una edificación a una fracción de la presión b-a, además de realizar los cálculos de los asentamientos basados en curvas de laboratorio hechas con muestras inalteradas.

II.6.7 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COLAPSABLES.

Los suelos parcialmente saturados pueden poseer cementantes que les proporcionen cohesión y considerable rigidez; si éstos son solubles, como los precipitados químicos que se acumulan en los climas semiáridos, podrían disgregarse por una inmersión prolongada. Las curvas de compresibilidad de éstos materiales, llamados colapsables, probados sin permitir que el agua tenga acceso, no presentan aspectos relevantes, excepto si se dejara penetrar agua en cualquier etapa de la prueba, en cuyo caso puede ocurrir una repentina disminución de la relación de vacíos bajo presión constante.

Los suelos colapsables son muy comunes en lugares en donde las sequías son largas y el agua freática está a gran profundidad y el cuidado que se debe de tener en este tipo de terrenos debe ser extremo, ya que es posible que causen asentamientos excesivos.

II.6.8 COMPRESIBILIDAD EN ARENAS.

Las curvas de compresibilidad para arena confinada lateralmente, son similares a las de las arcillas preconsolidadas, donde comunmente los tramos de recompresión y virgen son muy planos.

La compresibilidad en arenas depende en gran parte de su compacidad relativa, ya que las arenas sueltas son mucho más compresibles que las compactas, y aún con grandes presiones, la relación de vacíos de una arena suelta (e_v) no puede llegar al valor de la misma arena cuando está muy compacta.

En general, las arenas bien graduadas son menos compresibles que las compactas que las uniformes, así como las de partículas redondeadas son usualmente menos compresibles que las de partículas angulosas.

II.6.9 INDICE DE COMPRESIBILIDAD Cc.

Como ya se comentó, se han hecho diferentes estudios en relación con el índice de compresibilidad; algunos autores han propuesto correlaciones empíricas válidas sólo para casos muy específicos de suelos. Sin embargo, aún en la actualidad no se cuenta con una expresión válida para las arcillas del Valle de México.

En la Tabla II.6 se enumeran las distribuciones similares que a este respecto se han publicado, válida sólo para arcillas normalmente consolidadas.

II.6.10 CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

El asentamiento total de un estrato de arcilla de espesor H , debido a un proceso de consolidación unidimensional, donde el flujo vertical, inducido por una sobrecarga $\Delta\sigma$ actuante en la superficie del mismo puede determinarse a partir de los datos de una prueba de consolidación y del esquema de la fig. II.22.

La fórmula general que se obtiene es la siguiente:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} * H \quad \dots(\text{II.26})$$

donde: H = Espesor total del estrato, independientemente de las condiciones de drenaje.

1 + e = Espesor total de la muestra de suelo (fig. II.23).

Δe = Disminución del espesor de la muestra de suelo.

ΔH = Disminución del espesor total del estrato.

Para el caso en que los incrementos de presión $\Delta \sigma$ transmitidos al suelo (calculados con los métodos vistos en el capítulo II.5 de este trabajo), varíen con la profundidad ó en el que $\frac{\Delta e}{1 + e_0}$ varíe apreciablemente a lo largo del espesor del estrato, como es el caso de un suelo preconsolidado, se hace necesario expresar la ec. II.26 en forma diferencial y obtener el asentamiento total mediante un proceso de integración a lo largo de todo el espesor del estrato:

$$\Delta H dz = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e} + e_0 dz \quad \dots(\text{II.26}')$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente. Si además $\Delta\sigma$ puede considerarse constante, la expresión anterior se reduce a:

$$\Delta H = m_v * \Delta\sigma * H \quad \dots(\text{II.27})$$

donde:

m_v :Módulo de variación volumétrica; $m_v = \frac{a_v}{1 + e}$.

a_v :Coeficiente de compresibilidad ó pendiente de la curva de compresibilidad en escala natural, (proporciona la razón de variación de la relación de vacíos con la presión); $a_v = \Delta e / \Delta\sigma$.

Δe :Variación de la relación de vacíos.

$\Delta\sigma$:Incremento de esfuerzos; en kg/cm^2 .

H :Profundidad a la que se requiere conocer el asentamiento; en metros.

A pesar de ser tan limitada esta ecuación, resulta la más usual en el cálculo de asentamientos en las arcillas de la Cd. de México, con los consecuentes errores acerreados.

Es frecuente el cálculo de asentamientos por medio de la expresión (II.27), especialmente en el caso de estratos compresibles de pequeño espesor.

En el siguiente capítulo se presentará el desarrollo matemático que justifica el sustituir la pendiente de recompresión de la curva de compresibilidad modificada v_r por el módulo de variación volumétrica m_v en la siguiente expresión:

$$\Delta H = m_v \cdot H \cdot \ln \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \quad \dots(\text{II.28})$$

CAPITULO III
ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS

Uno de los investigadores mexicanos más reconocidos en el área de la Mecánica de Suelos es el Dr. Eulalio Juárez Badillo, quien se desempeña actualmente como profesor de la División de Estudios de Posgrado de la facultad de Ingeniería.

El Dr. Eulalio Juárez Badillo presentó en el "Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structures", en Kensington N.S.W., Australia (junio de 1975), un trabajo titulado: "RELACIONES CONSTITUTIVAS PARA LOS SUELOS"; en él describe una Teoría no Lineal, Esfuerzo-Deformación, para todos los tipos de suelos. Esta teoría se desarrolla en términos de cinco parámetros, constantes e independientes de la condición del suelo y del nivel de esfuerzos:

- 1.El ángulo de fricción interna (ϕ)
- 2.El coeficiente de compresibilidad (γ)
- 3.La relación de expansión de compresibilidad (ρ)
- 4 y 5.Los coeficientes de presión de poro (α y β).

Para fines de este trabajo de Tesis, el parámetro al que se hará referencia es el coeficiente de compresibilidad (γ). Para ello, es conveniente indicar que en 1985 el Ing. José Arturo León Gutiérrez¹ presenta en la Tesis "Comprensibilidad de los Suelos Finos Bajo Deformación no Lineal", el desarrollo matemático que justifica el trazo de la curva de Comprensibilidad modificada y la obtención de la pendiente (γ) (fig. III.1.b), en la cual se basa el presente estudio.

El problema fundamental que guarda una curva convencional de compresibilidad, como la mostrada en la fig. III.1.a radica en el hecho de que no existe una expresión general para obtener la pendiente de la curva (C_c). Algunos autores han hecho intentos por solucionar este problema, proporcionando (Tabla II.6) expresiones válidas para arcillas de diferentes regiones.

III.1 Profesor de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Un aspecto relevante es que no se cuenta con una expresión específica para las arcillas de Valle de México y aún cuando se contara con ella, se sabe que la pendiente adquiere un valor diferente en cada punto de ella, por lo que sería necesario su cálculo toda vez que se requiriera estimar asentamientos, para cada una de las diferentes profundidades deseadas.

Una de las principales conclusiones a las que llegó el Ing. J. Arturo León G. en su Tesis es el mostrar como la pendiente de la curva modificada (γ) es constante, en cualquier tramo de la curva e independiente del nivel de presiones.

La evaluación de este término se realiza mediante la siguiente expresión válida para cualquier tramo de la curva de compresibilidad:

$$\gamma r = - \frac{\ln \frac{1 + e_2}{1 + e_1}}{\ln \frac{\sigma_2}{\sigma_1}} \quad \dots (III.1)$$

cuya planteamiento teórico es el siguiente²:

III.2 Tomada de la Tesis "Compresibilidad de los Suelos Finos bajo Deformación no Lineal". Ing. José Arturo León G.

La ecuación para un gas a temperatura constante está dada por:

$$V \cdot \sigma = \text{CTE} \quad \dots(\text{III.2})$$

donde:

V = Volumen del gas.

σ = Presión isotrópica.

diferenciando y agrupando términos:

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad \dots(\text{III.3})$$

Se postula la siguiente ley Única para suelos:

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad \dots(\text{III.4})$$

en la cual, si $\gamma = 1$, se tiene la ec. III.3, y si $\gamma = 0$ se tendría un fluido, para el que se supone compresibilidad nula.

Por lo anterior, para los suelos se tiene que:

$$0 < \gamma < 1$$

Integrando la ec. III.4, desde una presión inicial σ_1 hasta otra mayor σ_2 , se tiene:

$$\int_{V_1}^{V_2} \frac{dV}{V} - \gamma \int_{\sigma_1}^{\sigma_2} \frac{d\sigma}{\sigma} \quad \dots(\text{III.5})$$

de donde el valor de γ se puede expresar como:

$$\gamma r = - \frac{\text{Ln} \frac{V_1}{V_2}}{\text{Ln} \frac{\sigma_2}{\sigma_1}} \quad \dots(\text{III.6})$$

Con esta expresión fué posible demostrar numéricamente que la curva de compresibilidad, teniendo como abscisas a la presión P (ó σ) y como ordenadas al volumen de la muestra $1 + e$, las porciones de recarga y virgen adoptan la forma de líneas rectas; de ahí que, analizando la ec. III.6, se puede afirmar que la pendiente de estas curvas es igual al coeficiente de compresibilidad. Con un proceso análogo se puede encontrar una expresión similar para el módulo de variación volumétrica:

$$m_v = \frac{\gamma r}{\sigma} \quad \dots(\text{III.7})$$

donde: γr = Pendiente de la Curva modificada en el tramo de recompresión.

Por lo anterior, la Teoría proporciona una solución al problema, ya que una vez encontrado el valor de γ , éste será constante para cualquier nivel de esfuerzos, a diferencia del coeficiente C_c , lo que simplifica la estimación de asentamientos.

El planteamiento original, partía del hecho de que la Teoría resultaba válida únicamente para la rama virgen de la Curva de Compresibilidad, sin embargo, el Ing. Arturo León encuentra que se cumple de igual forma para cualquier tramo.

En este trabajo se estudia únicamente el tramo de recompresión, debido a que gran parte de los suelos de la Ciudad de México se muestran preconsolidados, considerando que se ha encontrado³ que el γ_v es prácticamente constante (0.5) para cualquier arcilla de la Cd. de México. Sin embargo, el método es válido para suelos normalmente consolidadas y preconsolidados.

Teniendo conocimiento de esta simplificación y dada la necesidad de estimar asentamientos en un lapso corto que permita continuar con el análisis estructural y la construcción de la edificación que soportará el subsuelo en estudio, se procedió a reunir una muestra de 212 ensayos de Consolidación Unidimensional, correspondientes a muestras extraídas mediante

3 III.3 Dr. Eulalio Juárez Badillo.

los métodos de exploración conocidos (fundamentalmente Sondeos Mixtos), de predios localizados en diferentes regiones preconsolidadas de la Zona III del D.F., (R.C.D.F. 1987).

Con estas curvas de compresibilidad convencional, fué posible trazar las curvas simplificadas y se ha obtenido su correspondiente pendiente en el tramo de recompresión mediante la expresión III.1 de este capítulo, al que a su vez corresponde un contenido natural de agua $W(\%)$, reportado también del laboratorio.

En la Tabla III.1 y en la figura III.2 se reportan los valores de la pendiente de recompresión de la curva (γ_r) en función de su contenido natural de agua ($W \%$) incluidos en el estudio; en ella se puede observar que aún cuando la pendiente γ_r es poco sensible a la variación del contenido natural de agua, para el rango $30 < 400$, γ_r tiende a aumentar con $W(\%)$. Además, la dispersión de los puntos graficados es mínima si se toma en cuenta que se cubrió prácticamente toda la Zona III del Distrito Federal.

Por lo anterior, resulta importante en este momento poder prever la dispersión que tendrán los valores reales de γ_r con respecto a los presentados (fig. III.2).

Para fines de este estudio, se optó por obtener esta dispersión mediante el procedimiento de mínimos cuadrados, que consiste en lo siguiente:

El análisis considera X a la variable independiente (W %) e Y a la variable dependiente (yr); la recta de mínimos cuadrados está dada por la expresión:

$$Y = mX + b \quad \dots(\text{III.8})$$

en donde⁴ :

$$m = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Y_i - \frac{1}{N} (\sum_{i=1}^N X_i) (\sum_{i=1}^N Y_i)}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - \frac{1}{N} (\sum_{i=1}^N X_i)^2} \quad \dots(\text{III.9})$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^N Y_i - m \sum_{i=1}^N X_i}{N} \quad \dots\dots(\text{III.10})$$

N = 212

Número de pares de valores (X,Y) con que se cuenta.

$\sum X_i = 42864.43$

Sumatoria de los valores X_i.

4

III.4 Miller y Freud (1965).

$\Sigma Y_i = 5.0838$	Sumatoria de los valores Y_i .
$\Sigma X_i Y_i = 1114.927$	Sumatoria de los valores $X_i Y_i$.
$\Sigma X_i^2 = 10797148.96$	Sumatoria de los valores X_i^2 .
$\Sigma Y_i^2 = 0.181167$	Sumatoria de los valores Y_i^2 .

Aplicando las expresiones III.12 y III.13 se obtiene la recta de mínimos cuadrados:

$$Y = 0.00004 x + 0.015720 \quad \dots \text{(III.8')}$$

la cual aparece en la fig. III.2. Con esta recta se puede estimar el valor medio de γ_r dado un valor conocido de W (%).

De manera análoga, se puede estimar el valor desfavorable del coeficiente de recompreción γ_r , empleando el concepto de predicción estadística, según el cuál se tiene que para un valor X_0 de la variable independiente corresponde un valor Y' de la variable dependiente, para un nivel de significancia α , el cuál está dado por:

$$Y' = mX_0 + b \pm t_{\alpha/2} s_e \left(1 + \frac{1}{N} + \frac{N(X_0 - \bar{X})^2}{S_{XX}} \right)^{1/2} \dots (III.11)$$

donde:

$\bar{X} = 200.19$ media de la variable independiente.

$$S_{XX} = N \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2 \dots (III.12)$$

$$S_{XX} = 4.52 \cdot 10^8$$

$$S_{YY} = N \sum_{i=1}^n Y_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n Y_i \right)^2 \dots (III.13)$$

$$S_{YY} = 12.5624$$

$$S_{XY} = N \sum_{i=1}^n X_i Y_i - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right) \left(\sum_{i=1}^n Y_i \right) \dots (III.14)$$

$$S_{XY} = 214685.01$$

$$s_e = \left(\frac{S_{XX} S_{YY} - (S_{XY})^2}{N(N-2) S_{XX}} \right)^{1/2} \dots (III.15)$$

$$s_e = 0.0169$$

La expresión (III.11) proporciona un valor Y' en función de un valor conocido X_0 , tal que la probabilidad de que Y sea menor que Y' es α .

Sustituyendo los valores de la fig. III.2 y adoptando un nivel de significancia $\alpha = 25\%$, se obtiene la siguiente ecuación ($t_{\alpha/2} = 0.57515$):

$$Y' = 0.000043W + 0.015380X_0 \pm 0.0370972 * \left(1.004717 + \frac{212 (X_0 - 200.19)^2}{4.52 * 10^8} \right)^{1/2}$$

...(III.11')

La curva de predicción $Y' - W$ (%) se reporta en la Tabla III.2 y en la figura III.3, para $\alpha = 25\%$. De esta manera, empleando la ec. III.11' dado un valor del contenido natural de agua se puede estimar un valor de Y' tal que la probabilidad de que el coeficiente de recompresión real caiga fuera de los límites obtenidos sea menor que 12.5%.

De esta manera, aunque se requiere del laboratorio para obtener el valor del contenido natural de agua W (%), éste proceso resulta fácil y rápido de obtener, por lo que no se considera sea un obstáculo para continuar con los cálculos.

De la comparación del cálculo estimado y el que se realiza con el método tradicional, ambos procesados en un sencillo programa de computadora, se llega a un valor aceptable del asentamiento, con un margen de error del 25 al 30%.

El programa de computadora consiste, primeramente, en la evaluación de los esfuerzos inducidos debido a la sobrecarga del edificio ($\Delta\sigma$), mediante el método de Frölich (utilizando $\chi = 2$ para la Ciudad de México), correspondiente a una carga uniformemente repartida en una superficie, en cada una de las profundidades Z requeridas. Este cálculo se realiza, de la forma recordada en el inciso II.5.5.

Para fines de simplificación, este cálculo se lleva a cabo sólo al centro de la estructura, por lo que para la expresión (Frölich $\chi = 2$):

$$I_{\phi_1} = \frac{1}{\pi} (\alpha_0 + 1/2 \operatorname{sen} 2\alpha_0) * (\operatorname{sen} \phi_1 - \operatorname{sen} \phi_2) \quad \dots(\text{II.16})$$

se tiene:

$$\alpha_0 = B / Z \quad \dots(\text{II.17}')$$

$$\chi_1 = \lambda/2 \quad \dots(\text{II.20}')$$

$$\chi_2 = -\lambda/2 \quad \dots(\text{II.21}')$$

Posteriormente se lleva a cabo el cálculo de esfuerzos totales (σ_T), presión de poro (U), en caso de presencia del NAF, y la presión efectiva (σ_o), con la diferencia de ambos valores, ello en cada profundidad H requerida.

Con estos valores y conocida la profundidad (H) a la que se procede a calcular los asentamientos (ΔH), sustituyendo datos en la siguiente expresión:

$$\Delta H = mv * H * \ln \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right) \quad \dots (II.28)$$

Obtenido el valor del asentamiento mediante el método tradicional, se sustituye la pendiente (mv) por su equivalente γr , pendiente de la curva de comprensibilidad modificada, de manera que el cálculo de asentamientos se evalúa con la siguiente expresión:

$$\Delta H_{\gamma r} = \gamma r * H * \ln \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right) \quad \dots (III.15)$$

cuya justificación matemática es la siguiente:

Por medio de la Teoría de deformación no lineal:

$$de = av * \Delta\sigma \quad \dots (III.16)$$

$$\text{Si: } \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} * H \quad \dots \text{ (III.17)}$$

$$dH = \frac{de}{1 + e_0} * H \quad \text{(III.18)}$$

Sustituyendo III.18 en III.17:

$$dH = \frac{av}{1 + e_0} d\bar{\sigma} * H \quad \dots \text{ (III.19)}$$

$$\text{Sabido que } mv = \frac{av}{1 + e} \quad \dots \text{ (II.27')}$$

Sustituyendo II.27' en III.19:

$$dH = mv * d\bar{\sigma} * H \quad \dots \text{ (III.20)}$$

$$\text{Si: } mv = \frac{\gamma}{\sigma} \quad \dots \text{ (III.21)}$$

Sustituyendo III.21 en III.20:

$$dH = \frac{\gamma}{\sigma} * \Delta\sigma * H \quad \dots \text{ (III.22)}$$

Integrando:

$$dH = \gamma * H \quad \frac{\Delta\sigma}{\sigma} \quad \dots \text{ (III.22')}$$

$$\Delta H = \gamma * H * \ln \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right) \quad \dots (III.23)$$

para el tramo de recompresión:

$$\gamma = \gamma_r$$

$$\sigma_2 = \sigma_0$$

$$\sigma_0 \leq \sigma_2 \leq \sigma_b$$

para el tramo de virgen:

$$\gamma = \gamma_v \text{ (igual a 0.5)}$$

$$\sigma_1 = \sigma_0$$

$$\sigma_2 \geq \sigma_b$$

Comparando ambos valores del asentamiento, el programa proporciona un valor de variación del orden del 25% al 30%, con lo que se puede concluir que, aún sin llevar a cabo la prueba de Consolidación Unidimensional, el método proporciona una idea cualitativa y cuantitativamente aceptable de los asentamientos para cada uno de los diferentes estratos en estudio.

En el siguiente capítulo se presenta un ejemplo con el que se pretende justificar el método anteriormente propuesto, comparar ventajas y desventajas con respecto al método tradicional y principalmente los valores numéricos obtenidos de ambos métodos.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

CAPITULO IV.
EJEMPLO COMPARATIVO.

IV.1 INTRODUCCION.

En el ejemplo que se presenta a continuación se realiza la Estimación de Asentamientos Diferidos ó magnitud de deformación del subsuelo a largo plazo, al aplicarle una sobrecarga $EQ = 4,800$ ton, distribuida uniformemente en un área rectangular de $1,500 \text{ m}^2$. Dicha estimación se realizará a manera de comparación por medio de los dos procedimientos siguientes:

- a) Utilizando la Teoría tradicional.
- b) Utilizando el método desarrollado con la Teoría de Deformación no Lineal.

IV.2 ANTECEDENTES.

Se trata de un edificio que consta de planta baja y dos niveles, en el que se realizaron los siguientes programas de exploración, muestreo y laboratorio para determinar las propiedades del subsuelo:

- a) Investigación detallada.
- b) Un Sondeo con herramienta de Penetración Estándar hasta 21 m de profundidad.
- c) Un Sondeo Mixto a 21 m de profundidad, combinando la Penetración Estándar con la recuperación selectiva de muestras inalteradas.

De acuerdo a los Sondeos realizados, la estratigrafía presenta una continuidad horizontal representativa de la zona III y cuyos perfiles estratigráficos aparecen en las figuras IV.1 y IV.2. La secuencia se puede resumir de la siguiente forma:

Se tiene una capa superficial de relleno arcillo-limoso con un contenido de humedad medio del 50% en un espesor de aproximadamente 2.5 m.

De 2.5m hasta la máxima profundidad explorada (21 m), se encuentra una capa de arcilla de alta plasticidad, con vetas aisladas de arena y un contenido de humedad medio $W = 200\%$.

En las figuras IV.3 a IV.6 se presentan ejemplos de los resultados representativos de las pruebas de resistencia, mientras que los resultados correspondientes a la prueba de consolidación se muestran de la figura IV.7 a la IV. 10.

Los resultados obtenidos de las pruebas de Consolidación se resumen en la Tabla IV.1.

En lo referente al Nivel de Aguas Freaticas, la menor profundidad a la que se detectó fue 2.5m.

Con lo anteriormente descrito, se sugiere que la cimentación de la estructura sea resuelta a base de un cajón de cimentación desplantado a 1.20m de profundidad y se revisará que esta propuesta sea adecuada para la estructura evaluando los asentamientos diferidos. Este análisis se realizará primero mediante el método tradicional y posteriormente mediante el método propuesto.

**IV.3 CALCULO DE ASENTAMIENTOS DIFERIDOS MEDIANTE EL
METODO TRADICIONAL.**

**IV.3.1 Cálculo de las presiones totales, hidrostática y
efectivas.**

a) La presión total σ está dada por la ecuación:

$$\sigma_i = \sum_{i=1}^N (\gamma_m * Z) \quad \dots\dots (II.23)$$

donde:

- γ_m : Peso específico del material, en t/m^3 .
- Z_i : Profundidad de cada estrato, en m
- N: Número de estratos i.

b) La presión hidrostática ó presión de poro U se
obtiene mediante la siguiente expresión:

$$U = \gamma_o * Z_i \quad \dots\dots (II.24)$$

donde:

- γ_o : Peso específico del agua, igual a $1.0 t/m^3$.

c) La presión efectiva inicial σ_0 está dada por la diferencia de las ecuaciones II.23 menos II.24:

$$\sigma_0 = \sigma_1 - U_1 \quad \dots \text{(II.25)}$$

Al sustituir los valores de las profundidades y los pesos volumétricos en las ecs. II.23, II.24 y II.25, se obtiene la tabla de presiones totales y efectivas (Tabla IV.2).

IV.3.2 Estimación de la presión inducida por la sobrecarga.

Su determinación a las diferentes profundidades se hará empleando la ecuación de Frólich ($\chi = 2$) para áreas rectangulares uniformemente cargadas, con una sobrecarga $W = 2.5 \text{ t/m}^2$.

A manera de simplificación este cálculo se realizará sólo al centro del área cargada, como ya se comentó en el capítulo anterior, por lo que para $X = 0.0$:

$$\alpha_0 = B / Z, \quad \chi_1 = \lambda / 2 \quad \text{y} \quad \chi_2 = - \lambda / 2.$$

Los resultados obtenidos de la sobrepresión se muestran en la Tabla IV.3.

IV.3.3 Cálculo de los asentamientos diferidos.

Como ya se analizó en el capítulo II.6.10, la ecuación tradicional para calcular los asentamientos diferidos es:

$$\Delta H = mv * H * \ln \left(\frac{Ae}{1 + e_0} \right) \quad \dots \text{ (II.28)}$$

Sustituyendo estos valores para cada uno de los estratos analizados, se obtienen los resultados de la Tabla IV.3

IV.4 CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS DIFERIDOS MEDIANTE EL METODO PROPUESTO.

Los valores de las presiones efectivas y las inducidas por la sobrecarga son las mismas a las obtenidas mediante el método tradicional.

Para el cálculo del asentamiento se sustituirá en la fórmula tradicional el valor de la pendiente de la curva de consolidación en el tramo de recompresión (mv) por el obtenido a partir de la curva simplificada (γ); por lo tanto se tiene:

$$\Delta H = \gamma r * H * \ln \frac{\sigma_0 - \Delta \sigma}{\sigma_0} \quad \dots(\text{III.15})$$

Sustituyendo este valor en la ec. III.15 se tiene la Tabla IV.4.

Comparando los valores obtenidos del asentamiento en ambos casos (método tradicional y método simplificado), se observa una variación del orden del 28%, considerado dentro de un rango aceptable considerando que los errores de laboratorio en la obtención del γr real se eliminan debido a la gran cantidad de puntos involucrados en el método, por lo que puede concluirse entonces, que el método propuesto resulta útil y confiable en la toma de decisiones preliminares.

CAPITULO V.
CONCLUSIONES.

En la realización de un estudio geotécnico para determinar el tipo de cimentación más adecuada de una estructura, es necesario realizar una exploración de campo y efectuar los ensayos de laboratorio necesarios que determinen las principales propiedades mecánicas e hidráulicas del depósito; además, en el caso de suelos sensitivos como el de la Cd. de México, debe tenerse un especial cuidado en la determinación de la presión de preconsolidación.

El contar con información previa como este tipo de pruebas, realizadas de manera satisfactoriamente confiable, representa un antecedente que contribuirá a prever el comportamiento futuro de la cimentación de una estructura.

Adicionalmente, al lograr reunir un número apreciablemente grande de ensayos realizados en un subsuelo como el de la Ciudad de México, donde por su origen e historia previa de cargas existen diversidad de materiales con características comunes, permitió llevar a cabo un estudio probabilístico del comportamiento del material, el cual parte de la inexistencia de un valor específico del coeficiente C_c para la Ciudad de México y de la urgencia de auxiliar al Ingeniero práctico al tener una idea preliminar del orden de magnitud de los asentamientos diferidos.

Se presentó un método para calcular asentamientos diferidos en suelos blandos (específicamente las arcillas del Valle de México), a partir de 212 pruebas de Consolidación Unidimensional realizadas en la Zona III del Distrito federal. El método toma en cuenta, en forma aproximada y sencilla el valor del coeficiente de recompresión (γ_r), correspondiente a cada contenido de humedad¹, inicialmente obtenido de la curva de compresibilidad modificada y posteriormente de la curva de predicción mostrada en la fig. III.18, evaluada mediante el método probabilístico de Mínimos Cuadrados.

- V.1. El Dr. Estelle Juárez Badillo ha encontrado que el valor del coeficiente de compresibilidad para la rama virgen γ_r es prácticamente constante para el subsuelo de la zona III de la Ciudad de México y vale aproximadamente 0.5.

A pesar de la tendencia creciente de las parejas de puntos graficados, no fué posible obtener una relación directa del coeficiente γ con otras propiedades del material como el contenido de agua, el límite líquido ó la relación de vacíos, por lo que no se logró una expresión matemática, todo ello debido a diferentes factores clasificados de la siguiente manera:

1. CAMPO.

- Obtención inadecuada de muestras inalteradas.
- Pérdida de humedad de las muestras.
- Manejo brusco de las muestras en el traslado al laboratorio.

2. LABORATORIO.

- Retardo en la ejecución de las pruebas (pérdida de humedad).
- Prueba de Consolidación ejecutada por diferentes laboratorios.
- Muestras mal labradas.
- Muestras remoldeadas.
- Errores en la ejecución de la Prueba de consolidación unidimensional.

3. GABINETE.

- Curva de compresibilidad (tradicional y modificada) mal graficada y/o interpretada.
- Error en la lectura de datos.

Sin embargo, la probabilidad y estadística resultó una herramienta de gran utilidad, ya que con los rangos establecidos, se obtendrán valores del coeficiente γ_r muy cercanos a su valor real, obteniendo valores no arbitrarios del asentamiento que posteriormente se corroboran con sus propias pruebas curvas de compresibilidad.

Se evaluó el asentamiento en un ejemplo comparativo del método propuesto con respecto al tradicional, habiendo resultado al centro del área cargada de 8.00 cm con el aproximado y de 6 cm con el método tradicional. Esto indica que la aproximación del método propuesto es similar a la que se obtiene con el tradicional, sin embargo deberán hacerse comparaciones entre hundimientos observados y calculados para establecer más confiablemente la bondad del método propuesto.

Aun cuando el método proporciona únicamente una gráfica para la Zona III del Valle de México, se sugiere llevar a cabo recopilación de información para otro tipo de suelo, en el que podrá trazarse su propia curva y proporcionar datos confiables del valor de la pendiente γ , con lo que podrá, el Ing. práctico, formarse una idea cuantitativamente confiable del valor del asentamiento, en un corto tiempo.

Es importante insistir nuevamente en que, dado que la información con que se contó fué relativamente escasa, el método es de carácter tentativo, y el Ingeniero debe utilizarlo con las reservas del caso, y únicamente para fines preliminares de análisis. También es importante agregar que en la realización de la gráfica, se excluyen valores de curvas apreciablemente remodeladas y que este trabajo no pretende sustituir los estudios necesarios detallados del subsuelo para el análisis y diseño de las cimentaciones; únicamente sugiere el aprovechar la experiencia obtenida de otros estudios en este terreno.

Finalmente, se reconoce que la compresibilidad de los suelos ante acciones dinámicas han sido poco estudiadas; los sismos de septiembre de 1985 mostraron que ante ciertas condiciones de carga se producen asentamientos inmediatos de magnitudes importantes por lo que deberá ser objeto de otro estudio el incluir estas acciones para el cálculo de asentamientos.

ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS DIFERIDOS MEDIANTE LA PENDIENTE
DE RECOMPRESION DE LA CURVA MODIFICADA DE CONSOLIDACION

Unidad: Lecturas

Descripcion: Contiene las rutinas necesarias para la lectura de datos

```
)
Unit Lecturas;
Interface
    Procedure __Beep;
    Function ReadReal(XReal,YReal:Byte;Var Numero:Real):Boolean;
    Function ReadInteger(XInteger,YInteger:Byte;Var
Numero:Integer):Boolean;
Implementation
Uses
    Crt;

Procedure __Beep;
Begin
    Sound(500);
    Delay(500);
    Nosound;
End;

Function ReadReal(XReal,YReal:Byte;Var Numero:Real):Boolean;
Begin
    GotoXY(XReal,YReal);
    {$I-}
    ReadLn(Numero);
    {$I+}
    If IOResult<>0 then
        Begin
            GotoXY(XReal,YReal);
            Write(' ':5);
            __Beep;
            ReadReal:=False;
        End
    Else
        ReadReal:=True;
End;
```

```
Function ReadInteger(XInteger,YInteger:Byte;Var Numero:Integer):Boolean;
Begin
  GotoXY(XInteger,YInteger);
  ($I-) ReadLn(Numero);
  ($I+)
  If IOResult<>0 then
    Begin
      GotoXY(XInteger,YInteger);
      Write(' ':5);
      Beep;
      ReadInteger:=False;
    End
  Else
    ReadInteger:=True;
End;

End. (Unit)

<Fin de la UNIDAD>
```

Program Tesis;

Uses

```
Crt,      { Unidad que contiene las rutinas de E/S de Turbo Pascal }
Lecturas, { Unidad que contiene las rutinas de E/S para el programa }
TLagrange, { Unidad que se encarga de calcular la gama de recompresión }
Tesiscon; { Unidad que contiene las rutinas de video del programa }
```

Const

Gama_del_Agua = 1 {(ton/m³)};

MAX ESTRATOS = 20;

Error : Array[1..3] of String[25] = ('VALOR FUERA DE RANGO!!! ',
'Falló el método numérico!',
'');

{123456789012345678901234567890123456}

Msg : Array[1..4] of String[35] = ('Teclee el número de estratos

,

'Teclee el espesor pedido (m)

,

'Teclee el peso específico

(ton/m³)',

'Oprima [RETURN] para

continuar '');

{Tipos de Materiales}

Arcilla = \$01;

Limo = \$02;

Arena = \$04;

Vidrio = \$08;

MateriaO = \$10;

Grava = \$20;

```

Type
Arreglo = Array[1..MAX ESTRATOS] of Real;
Var
N          : Integer; ( Número de estratos 0<N<=MAX ESTRATOS )
Espesores  :          ( Vector de Espesores )
Pesos_especificos : Arreglo; ( Vector de Pesos especificos )
H          : Real; ( Profundidad total )
Tipos_de_Estratos : Array [1..MAX ESTRATOS] of Integer; ( Vector de tipos
de estratos )
Esfuerzos_totales : Arreglo; ( Vector para esfuerzos totales )
Presiones_de_poro : Arreglo; ( Vector para presiones de poro )
Presiones_efectivas: Arreglo; ( Vector para presiones efectivas )
H_Medias      : Arreglo; ( Vector para profundidades medias )
Alfas        : Arreglo; ( Vector para los ángulos )
Unoraiz      : Arreglo;
Seno_Fil     : Arreglo;
Cuatro       : Arreglo;
Cinco        : Arreglo;
NAF          :
PRE          :          ( Profundidad Requerida de Esfuerzos )
SIGMAT      :          ( Esfuerzo Total )
SIGMAEFECTIVA :          ( Esfuerzo Efectivo )
GAMAR       :          ( Gama de recompresión )
OMEGAPRE    :          ( Contenido de agua )
X           :          ( Distancia X )
B           : Real; ( Distancia B )
Menu        : Char;

```

```

Procedure Return;
Var
CReturn : Char;
Begin
Repeat
CReturn := ReadKey;
Until CReturn=#13;
End;

```

```

Procedure Estratos_y_Pesos_especificos;
Var
Bien : Boolean;
Estr : Integer;
R : Real;

```

Begin

```
PutScreen(2);
GotoXY(4,20);
Write(Msg[1]);
Repeat
  Bien:=False;
  If ReadInteger(40,5,N) Then
    If (N<0) or (N>=MAX_ESTRATOS) Then
      Begin
        Bien:=False;
        GotoXY(40,5);
        Write(' ':5);
        GotoXY(4,20);
        _Beep;
        Write(Error[1]);
      End
    Else
      Bien:=True;
  Until Bien=True; { Hasta aqui lee el número de estratos a manejar }
  H:=0; { Inicializa el espesor en cero }
  For Estr:= 1 to N do
    Begin
      GotoXY(64,13);
      Write(Estr);
      GotoXY(60,14);
      Write(' ':10);
      GotoXY(67,15);
      Write(' ':8);
      Repeat
        GotoXY(4,20);
        Write(Msg[2]);
      Until ReadReal(60,14,R);
      Espesores[Estr]:=R;
      H:=H+R;
      Repeat
        GotoXY(4,20);
        Write(Msg[3]);
      Until ReadReal(63,15,R);
      Pesos_especificos[Estr]:=R;
    End;
  GotoXY(5,5);
  Write(' ':40);
  GotoXY(5,5);
  Write('Espesor total : ',H:6:2,' m');
  GotoXY(4,20);
  Write(Msg[4]);
  _Beep;
  Return;
End;
```


Procedure Tipo_de_estrato;

Var

Estr : Byte;

Function Tipo_de_Material(Numero:Integer):Integer;

Var

Class : Char;

Temp : Integer;

ArcBol,

LimBol,

AreBol,

VidBol,

MatBol,

GraBol: Boolean;

Begin

ArcBol:=False;

LimBol:=False;

AreBol:=False;

VidBol:=False;

MatBol:=False;

Grabol:=False;

GotoXY(13,2);

Write(Numero,#7);

Temp:=0;

Repeat

Class:= ' ';

Repeat

Class:=Uppcase(ReadKey);

Until Class in ['1'..'6',#13];

Case Class Of

'1' : If ArcBol = false then

Begin

ArcBol:= True;

GotoXY(19,5);

Write(' ');

Temp:=Temp+Arcilla;

End

Else

Begin

ArcBol:= False;

GotoXY(19,5);

Write(' ');

Temp:=Temp-Arcilla;

End;

'2' : If LimBol = false then

Begin

LimBol:=True;

GotoXY(46,5);

Write(' ');

Temp:=Temp+Limo;

End

```

Else
  Begin
    LimBol:=False;
    GotoXY(46,5);
    Write(' ');
    Temp:=Temp-Limo;
  End;
'3' : If AreBol = false then
  Begin
    AreBol:=True;
    GotoXY(72,5);
    Write(' ');
    Temp:=Temp+Arena;
  End
  Else
  Begin
    AreBol:=False;
    GotoXY(72,5);
    Write(' ');
    Temp:=Temp-Arena;
  End;
'4' : If VidBol = false then
  Begin
    VidBol:=True;
    GotoXY(19,12);
    Write(' ');
    Temp:=Temp+Vidrio;
  End
  Else
  Begin
    VidBol:=False;
    GotoXY(19,12);
    Write(' ');
    Temp:=Temp-Vidrio;
  End;
'5' : If MatBol = false then
  Begin
    MatBol:=True;
    GotoXY(46,12);
    Write(' ');
    Temp:=Temp+MateriaO;
  End
  Else
  Begin
    MatBol:=False;
    GotoXY(46,12);
    Write(' ');
    Temp:=Temp-MateriaO;
  End;

```

```

'6' : If GraBol = false then
  Begin
    GraBol:=True;
    GotoXY(72,12);
    Write(' ');
    Temp:=Temp+Grava;
  End
  Else
  Begin
    GraBol:=False;
    GotoXY(72,12);
    Write(' ');
    Temp:=Temp-Grava;
  End;
  End; {Case}
Until (Clase = #13) and (Temp > 0);
Tipo_de_Material:=Temp;
End; { De la Funcion }

Begin
  For Estr:= 1 to N do
  Begin
    Putscreen(3);
    Tipos_de_estratos[Estr]:=Tipo_de_material(Estr);
  End;
End;

Procedure Lee_NAF;
Var
  Bien : Boolean;
Begin
  PutScreen(4);
  Repeat
    GotoXY(23,16);
    Write('Teclee en NAF deseado ');
    Bien:=False;
    If ReadReal(41,5,NAF) Then
    If (NAF<0) or (NAF>H) Then
    Begin
      Bien:=False;
      GotoXY(41,5);
      Write('_____');
      GotoXY(23,16);
      _Beep;
      Write(Error[1],' ':8);
      Delay(700);
    End
  End;
End;

```

```

        Else
            Bien:=True;
        Until Bien=True;
    End;

Procedure Calcula_esfuerzo_totales;
Var
    Signo ,
    Par : Boolean;
    Uno ,
    Dos : Integer;
Begin
    Par:= True; ( Para verificar si el subindice es par o impar )
    Esfuerzos_totales[1]:=(Espesores[1]*Pesos_especificos[1])/2;
                                     ( Calcula el primero automatico )

    For Uno:= 2 to N do
        Begin
            Esfuerzos_totales[Uno]:=
(Espesores[Uno]*Pesos_especificos[Uno])/2;
            If PAR Then Signo:=True ( Selecciona con que signo va a
empezar )
                Else Signo:=False;

            For Dos:= 1 to Uno-1 do
                Begin
                    If Signo then
                        Begin
Esfuerzos_Totales[Uno]:=-Esfuerzos_Totales[Uno]+(2*Esfuerzos_Totales[Dos]);
                            Signo:=False;
                        End
                    Else
                        Begin
Esfuerzos_Totales[Uno]:=-Esfuerzos_Totales[Uno]-(2*Esfuerzos_Totales[Dos]);
                            Signo:=True;
                        End;
                    End; ( Del For Dos )
                    If PAR Then PAR:=False
                        Else PAR:=True;
                End; ( Del For Uno )
            End;
        End;
    End;
End;

```

```

Procedure Calcula_Presion_de_Poro;
Var
  Sub : Integer;
Begin
  PRE:=0;
  For Sub := 1 to N do
  Begin
    PRE:=PRE+(Espesores[Sub]/2);
    H_Medias[Sub]:=PRE;
    If PRE<= NAF then
      Presiones_de_poro[Sub]:=0
    Else
      Presiones_de_poro[Sub]:=PRE-NAF;
    PRE:=PRE+(Espesores[Sub]/2); { Realiza el ajuste al siguiente }
  End;
End;

Procedure Calcula_Presiones_efectivas;
Var
  WFM : Integer;
Begin
  For WFM := 1 to N do

Presiones_Efectivas[WFM]:=Esfuerzos_Totales[WFM]-Presiones_de_poro[WFM];
End;

Procedure Muestra_TPPP;
Var
  Y_TPP
  Contador : Integer;
Begin
  PutScreen(5);
  Y_TPP:= 5;
  For Contador:= 1 to N do
  Begin
    If Y_TPP >= 20 then
      Begin
        Y_TPP:=5;
        PutScreen(5);
        Beep;
        Return;
      End;
    GotoXY(4,Y_TPP);
    Write(H_Medias[Contador]:5:2);
    GotoXY(24,Y_TPP);
    Write(Esfuerzos_Totales[Contador]:6:3);
    GotoXY(41,Y_TPP);
    Write(Presiones_de_poro[Contador]:6:3);
    GotoXY(61,Y_TPP);
    Write(Presiones_Efectivas[Contador]:6:3);
    Inc(Y_TPP);
  End;
End;

```

```

    __Beep;
    Return;
End;

Procedure Gama_de_recompresion_y_Esfuerzos_Totales;
Var
    Remain ,
    Added : Real;
    I      : Integer;
    Bien   : Boolean;
Begin
    ($R-)
    Repeat
        PutScreen(6);
        GotoXY(4,19);
        Write('Teclee el contenido de agua');
        Repeat
            Bien:=False;
            If ReadReal(14,4,OMEGAPRE) Then
                If (OMEGAPRE<0) Then
                    Begin
                        Bien:=False;
                        GotoXY(14,4);
                        Write('_____');
                        GotoXY(4,19);
                        __Beep;
                        Write(Error[1], ' ':5);
                    End
                Else
                    Bien:=True;
            Until Bien=True;
            Clrscr;
            GotoXY(10,10);
            GAMAR:=Calcula_GAMAPRE(OMEGAPRE);
            PutScreen(6);
            GotoXY(14,4);
            Write(OMEGAPRE:5:3);
            If NOT METODO then
                Begin
                    GotoXY(4,19);
                    Write(Error[2], 'Oprime RETURN');
                    __Beep;
                    Return;
                End;
            Until METODO;
            GotoXY(50,11);
            Write(GAMAR:6:3);
            __Beep;
            GotoXY(4,19);
            Write(Msg[4], ' ':3);
            Return;
        End;
    End;
End;

```

```

Procedure Asentamiento;
Var
  Bien : Boolean;

Procedure Calcula_Alfas;
Var
  alf : Integer;
Begin
  For Alf:= 1 to N do
    Alfas[Alf]:= 2 * (ArcTan ( B / H_Medias[Alf]));
  End;

Procedure Calcula_Unoraiz;
Var
  Alf : Integer;
Begin
  For Alf:= 1 to N do
    UnoRaiz[Alf]:=Sqrt(Sqr(H_Medias[Alf]) + Sqr(X));
  End;

Procedure Calcula_SenoFil;
Var
  Alf : Integer;
Begin
  For Alf := 1 to N do
    Seno_Fil[Alf] := Sqr(X/UnoRaiz[Alf]);
  End;

Procedure Calcula_Cuatro;
Var
  Alf : Integer;
Begin
  For Alf := 1 to N do
    Cuatro[Alf]:= (Sin(Alfas[Alf])/UnoRaiz[Alf]) + (Alfas[Alf]/2);
  End;

Procedure Calcula_Cinco;
Var
  Alf : Integer;
Begin
  For Alf := 1 to N do
    Cinco[Alf]:= (Cuatro[Alf] * Seno_Fil[Alf]) / Pi;
  End;

```

```

Begin
  PutScreen(8);
  Repeat
    Bien:=False;
    GotoXY(38,20);
    Write('Teclee la distancia ''X''(m)');
    If Not ReadReal(16,6,X) then
      Begin
        GotoXY(16,6);
        Write('':8);
        __Beep;
      End
    Else
      Bien:= True;
  Until Bien;
  Repeat
    Bien:=False;
    GotoXY(38,20);
    Write('Teclee la distancia ''B''(m)');
    If Not ReadReal(16,8,B) then
      Begin
        GotoXY(16,8);
        Write('':8);
        __Beep;
      End
    Else
      Bien:= True;
  Until Bien;
  Calcula_Alfas;
  Calcula_UnoRaiz;
  Calcula_SenoFil;
  Calcula_Cuatro;
  Calcula_Cinco;
End;
Begin
  TextColor(White);
  TextBackground(Black);
  ClrScr;
  Cursor(False);
  PutScreen(1);
  __Beep;
  Return;
  Estratos_y_Pesos_especificos;
  Tipo_de_estrato; NO ES NECESARIO, PERO SUSAN LO QUIERE )
  Lee_NAF;
  Calcula_Esfuerzo_totales;
  Calcula_Presion_de_Poro;
  Calcula_Presiones_Efectivas;
  Muestra_TPPP;
  Gama_de_recompresion_y_esfuerzos_totales;
  Asentamiento;
End.

```


ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS DIFERIDOS MEDIANTE LA PENDIENTE
DE LA CURVA DE RECOMPRESION MODIFICADA DE CONSOLIDACION

Unidad: TESISCON

Descripción: Contiene las rutinas de video necesarias para
el programa

-sgg

```
)
Unit Tesiscon;
Interface
Uses
  Crt, Dos;

Type
  ScreenType = Array [0..3999] of Char;

Var
  Color : ScreenType ABSOLUTE $B800:0000;
  Mono  : ScreenType ABSOLUTE $B000:0000;

Procedure CURSOR( attrib : Boolean );
Function ISCOLOR : Boolean; { returns FALSE for MONO or TRUE for COLOR }
Procedure SAVESCR( Var screen );
Procedure RESTORESCR( Var screen );
Procedure PutScreen( NumPantalla : Byte);

Implementation
Procedure CURSOR( attrib : Boolean );
Var
  regs : Registers;
Begin
  If NOT attrib Then ( turn cursor off )
  Begin
    regs.ah := 1;
    regs.cl := 7;
    regs.ch := 32;
    Intr($10,regs)
  End
  Else ( turn cursor on )
  Begin
    Intr($11,regs);
    regs.cx := $0607;
    If regs.al AND $10 <> 0 Then regs.cx := $0B0C;
    regs.ah := 1;
    Intr($10,regs)
  End
End;
End;
```

```

Function ISCOLOR : Boolean; ( returns FALSE for MONO or TRUE for COLOR )
Var
  regs      : Registers;
  video_mode : Integer;
  equ_lo    : Byte;
Begin
  Intr($11,regs);
  video_mode := regs.a1 and $30;
  video_mode := video_mode shr 4;
  Case video_mode of
    1 : ISCOLOR := FALSE; ( Monochrome )
    2 : ISCOLOR := TRUE  ( Color )
  End
End;

Procedure SAVESCR( Var screen );
Var
  vidc : Byte Absolute $B800:0000;
  vidm : Byte Absolute $B000:0000;
Begin
  If NOT ISCOLOR Then ( if MONO )
    Move(vidm,screen,4000)
  Else ( else COLOR )
    Move(vidc,screen,4000)
End;

Procedure RESTORESCR( Var screen );
Var
  vidc : Byte Absolute $B800:0000;
  vidm : Byte Absolute $B000:0000;
Begin
  If NOT ISCOLOR Then ( if MONO )
    Move(screen,vidm,4000)
  Else ( else COLOR )
    Move(screen,vidc,4000)
End;

Procedure PutScreen( NumPantalla : Byte);
{$I TPRESNTA.SCR}
{$I TESTRATOS.SCR}
{$I TTIPO.SCR}
{$I TNAF.SCR}
{$I TPPP.SCR}
{$I TESFUERZO.SCR}
{$I TEFECTIVA.SCR}
{$I TEDIFICIO.SCR}
{$I TFIN.SCR}

```

```
Begin
Case NumPantalla of
1 : If ISCOLOR then
      Move(TPresenta,Color,4000)
   Else
      Move(TPresenta,Mono,4000);
2 : If ISCOLOR then
      Move(TEstrato,Color,4000)
   Else
      Move(TEstrato,Mono,4000);
3 : If ISCOLOR Then
      Move(TTipo,Color,4000)
   Else
      Move(TTipo,Mono,4000);
4 : If ISCOLOR Then
      Move(TNAF,Color,4000)
   Else
      Move(TNAF,Mono,4000);
5 : If ISCOLOR Then
      Move(TPPP,Color,4000)
   Else
      Move(TPPP,Mono,4000);
6 : If ISCOLOR Then
      Move(TEsfuerzo,Color,4000)
   Else
      Move(TEsfuerzo,Mono,4000);
7 : If ISCOLOR Then
      Move(TEfectiva,Color,4000)
   Else
      Move(TEfectiva,Mono,4000);
8 : If ISCOLOR Then
      Move(TEdificio,Color,4000)
   Else
      Move(TEdificio,Mono,4000);
9 : If ISCOLOR Then
      Move(TFin,Color,4000)
   Else
      Move(TFin,Mono,4000);
End; {Case}
End; {Unit}
<FIN DE LA UNIT>
```

ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS DIFERIDOS MEDIANTE LA PENDIENTE
DE RECOMPRESION DE LA CURVA MODIFICADA DE CONSOLIDACION

Unidad: TLAGRANGE

Descripción: Contiene la rutina necesaria para calcular la gama
de recompresión mediante el Polinomio de Lagrange.
En caso de que el método numerico falle pasará
a control manual, en tal caso pedirá el dato.

```
!
Unit TLAGrange;
Interface
Uses
  Crt;
Const
  MAX = 80;
  X : Array [1..MAX] of Real = ( 10, 20, 30, 40, 50,
    60, 70, 80, 90, 100,
    110, 120, 130, 140, 150,
    160, 170, 180, 190, 200,
    210, 220, 230, 240, 250,
    260, 270, 280, 290, 300,
    310, 320, 330, 340, 350,
    360, 370, 380, 390, 400,
    410, 420, 430, 440, 450,
    460, 470, 480, 490, 500,
    510, 520, 530, 540, 550,
    560, 570, 580, 590, 600,
    610, 620, 630, 640, 650,
    660, 670, 680, 690, 700,
    710, 720, 730, 740, 750,
    760, 770, 780, 790, 800);
  Y : Array [1..MAX] of Real = (0.0000, 0.0010, 0.0020, 0.0040, 0.0058,
    0.0065, 0.0080, 0.0100, 0.0128, 0.0130,
    0.0140, 0.0160, 0.0178, 0.0190, 0.0200,
    0.0230, 0.0230, 0.0240, 0.0260, 0.0270,
    0.0280, 0.0300, 0.0310, 0.0320, 0.0340,
    0.0350, 0.0360, 0.0370, 0.0380, 0.0390,
    0.0400, 0.0410, 0.0420, 0.0440, 0.0450,
    0.0460, 0.0470, 0.0480, 0.0490, 0.0500,
    0.0510, 0.0520, 0.0530, 0.0540, 0.0550,
    0.0560, 0.0570, 0.0580, 0.0590, 0.0600,
    0.0610, 0.0620, 0.0630, 0.0640, 0.0645,
    0.0558, 0.0560, 0.0578, 0.0680, 0.0688,
    0.0700, 0.0710, 0.0720, 0.0730, 0.0740,
    0.0745, 0.0758, 0.0760, 0.0770, 0.0780,
    0.0790, 0.0800, 0.0810, 0.0820, 0.0830,
    0.0840, 0.0850, 0.0860, 0.0870, 0.0880);
```

```

Var
    METODO : Boolean;

Function Calcula_GAMAPRE(OMEGAPRE : Real):Real;
IMPLEMENTATION
Function Calcula_GAMAPRE(OMEGAPRE : Real):Real;
Var
    I, IA      : Word;
    MULT       : Real;
    Correcto   : Boolean;
    GamaTemp   : Real;

Begin
    WriteLn('Calculando GAMA...');

WriteLn(' ');
    WriteLn('      10%    20%    30%    40%    50%    60%    70%');
80%    90%    ');
WriteLn(' ');

Write('
    '#13);
    GamaTemp:=0;
    For I:= 1 to MAX do
    Begin
        MULT:=1;
        For IA := 1 to MAX do
        Begin
            IF (IA<>I) Then
            Begin
                MULT:=MULT*((OMEGAPRE-X[IA])/(X[I]-X[IA]));
            End;
            GamaTemp:=GamaTemp+(MULT*Y[i]);
            Write(' ')
        End;
        Calcula_GamaPre:=-GamaTemp;
        If (GamaTemp<0) or (GamaTemp>0.1) Then ( Verificación del método )
            METODO:=-False
        Else
            METODO:=-True;
    End;

End. (UNIT)
<FIN DE LA UNIDAD>

```

LA CUENCA DEL VALLE
DE MEXICO

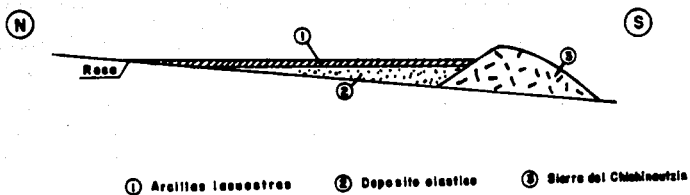


FIG. II.1

LAS LOWAS.

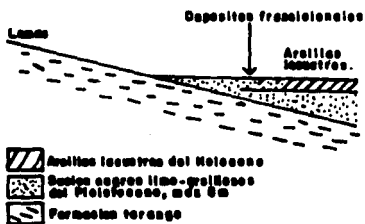


FIG. 11.2-a



FIG. 11.2-b

PERIODOS DE GLACIACION.

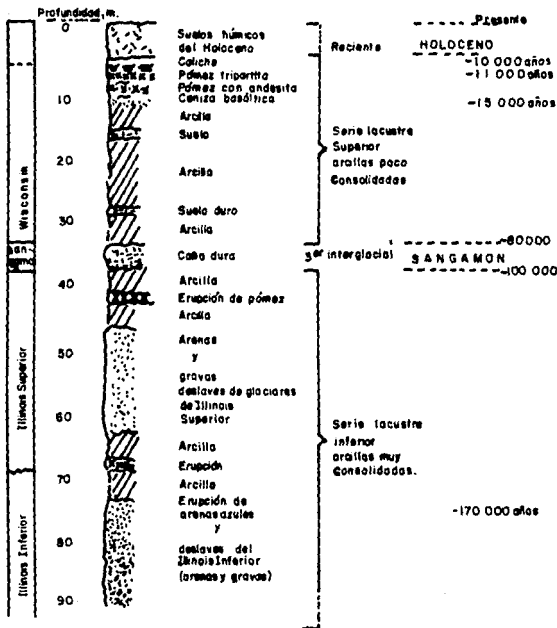


FIG. 11.3.a

PERIODOS DE GLACIACION
(Continúa)

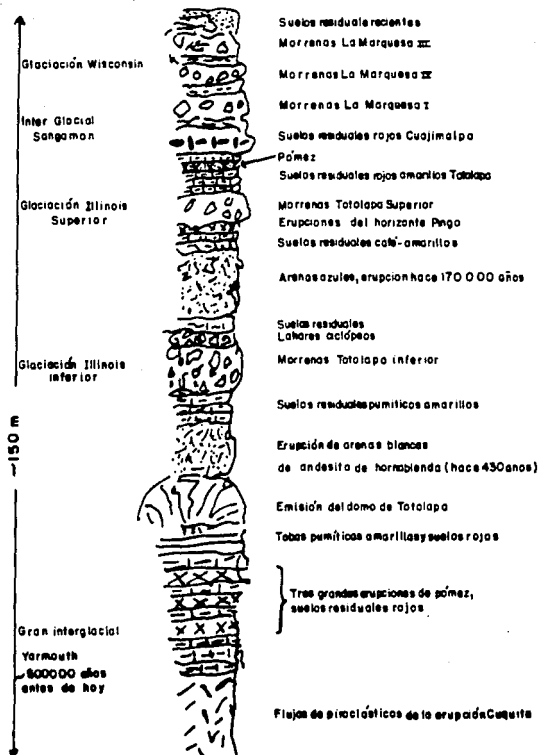


FIG. 11.3b

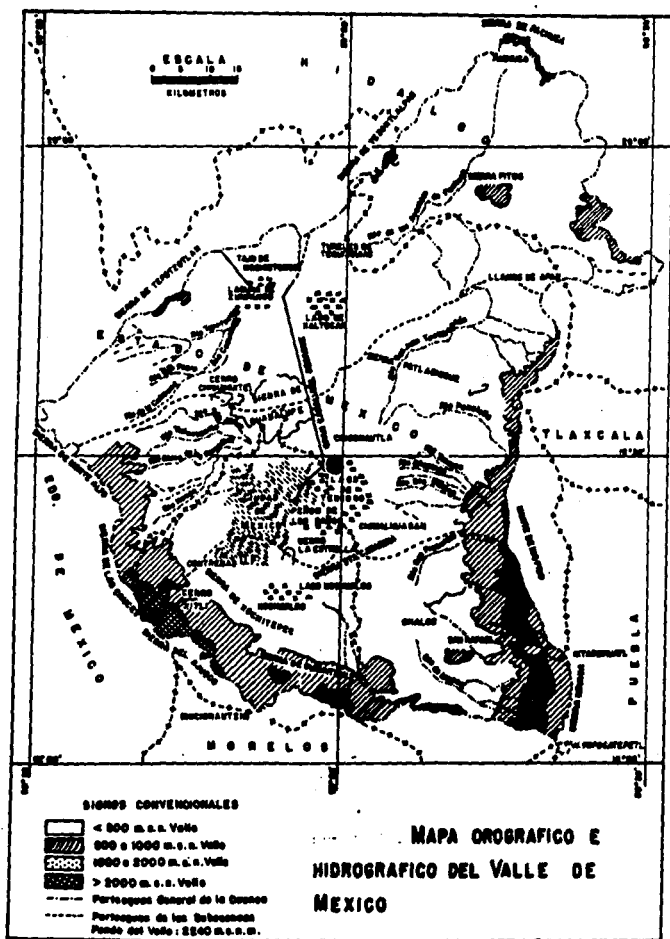


FIG. II. 4

CURVAS ESFUERZO - DEFORMACION

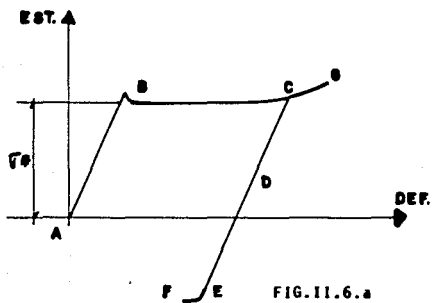


FIG. II.6. a

HIERRO DULCE

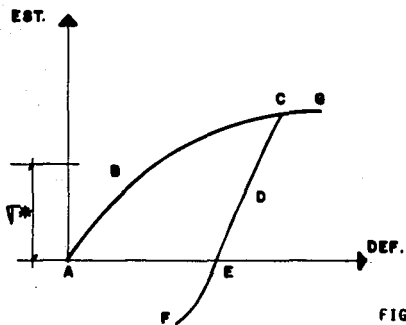


FIG. II.6. b
CONCRETO

GRAFICAS REAL E IDEALIZADA DE UNA ARCILLA EN SU
INTERVALO PLASTICO.

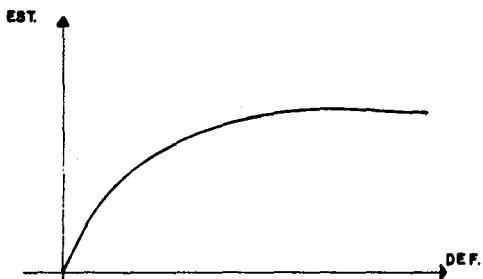


FIG. II. 7. a

REAL

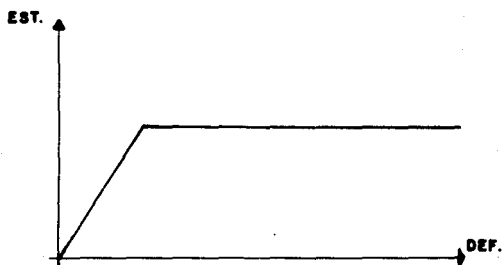
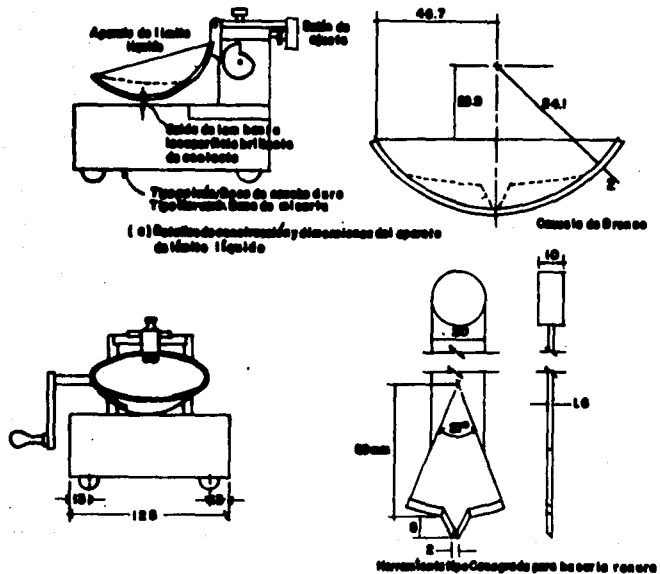


FIG. II. 7. b

IDEALIZADA

COPA DE CASAGRANDE



Equipos para la prueba de Límite líquido. Todas las dimensiones en milímetros

FIG. (L.I.C.a.).

DIMENSIONES DE LA RANURA EN LA COPA DE CASAGRANDE

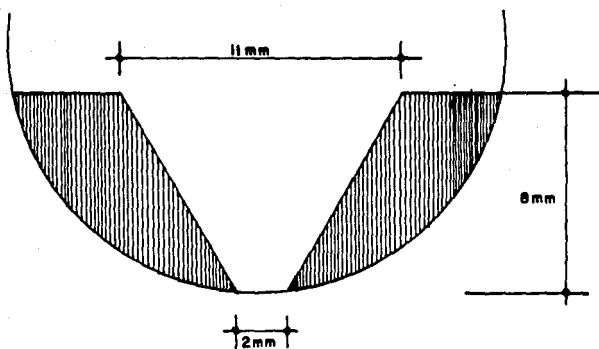


FIG. 11.8.b

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO EN LA CURVA DE FLUJO

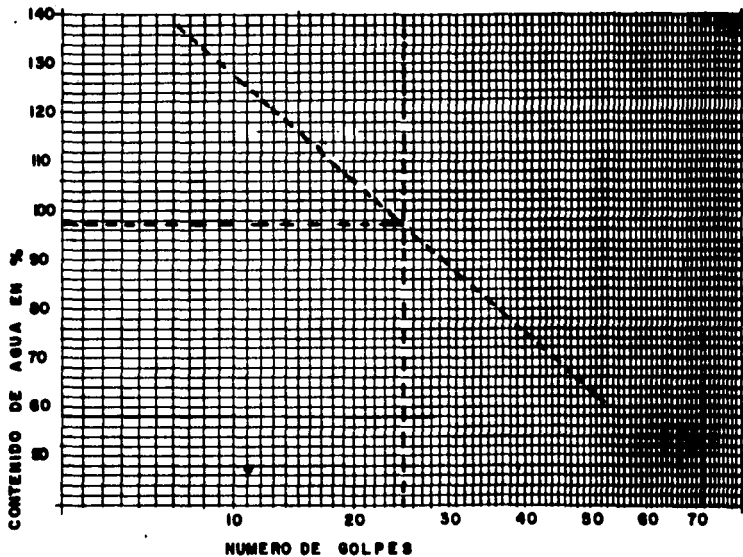


FIG. II.8.c

EL PROBLEMA DE BOUSSINESQ.

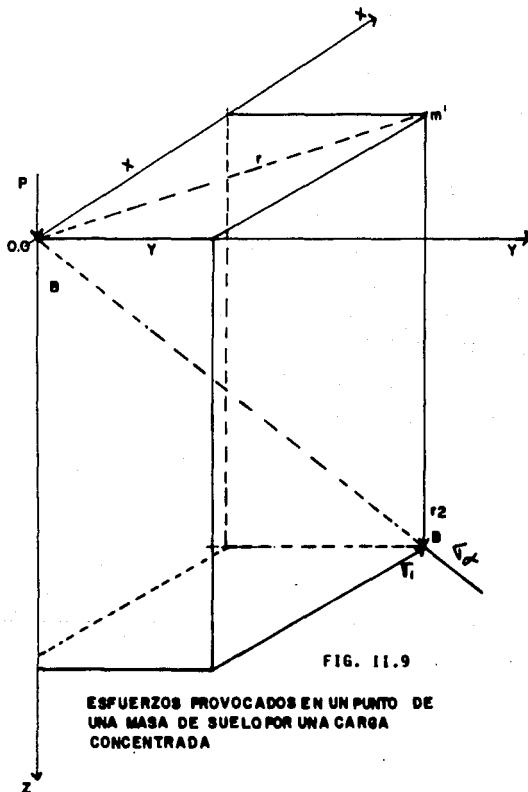
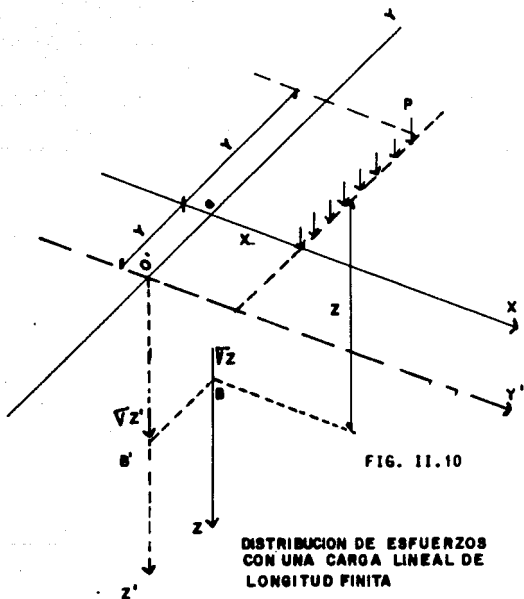


FIG. 11.9

ESFUERZOS PROVOCADOS EN UN PUNTO DE
UNA MASA DE SUELO POR UNA CARGA
CONCENTRADA

EL PROBLEMA DE BOUSSINESQ.



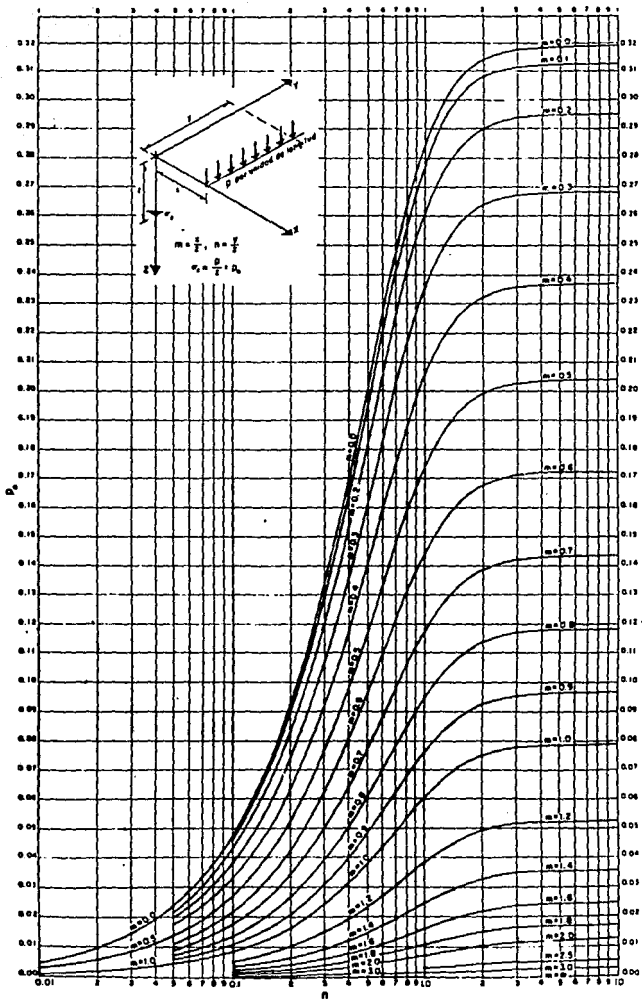


FIG. 11.11

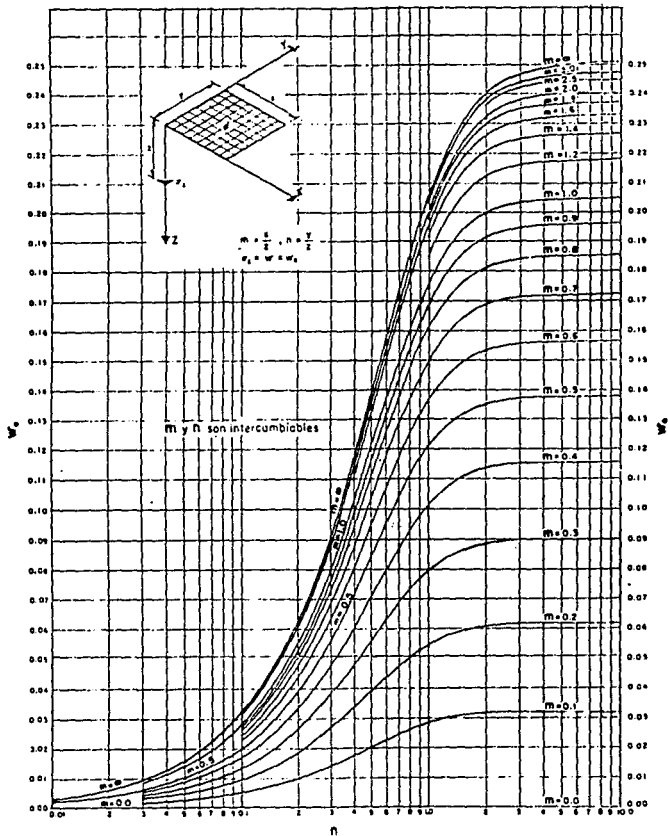
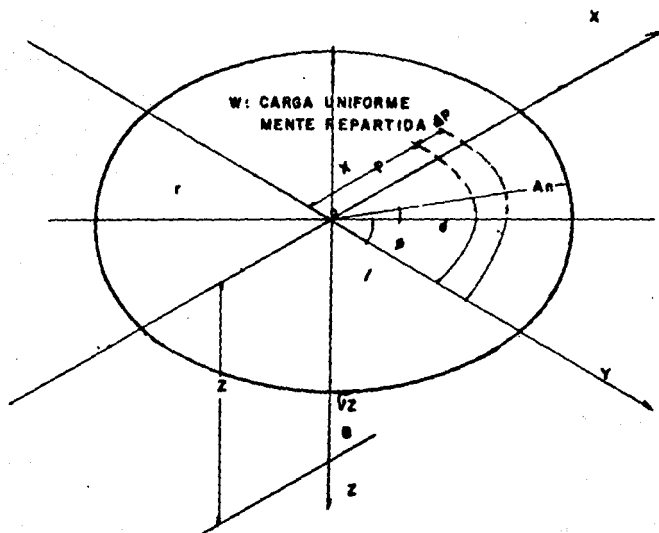


FIG. 11.12

GRAFICA DE FADUM PARA CARGA EN AREA RECTANGULAR

PROBLEMA DE BOUSSINESQ



DISTRIBUCION DEL ESFUERZO BAJO EL CENTRO DE UNA SUPERFICIE CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA

FIG. II.13

CARTA DE NEWMARK.

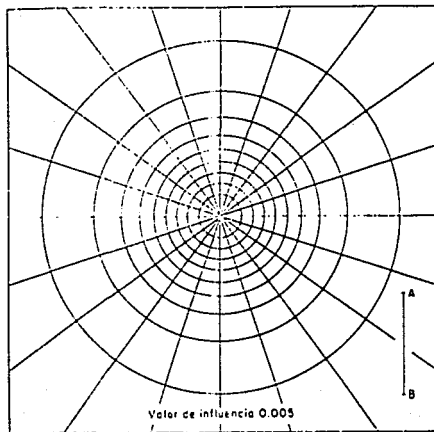
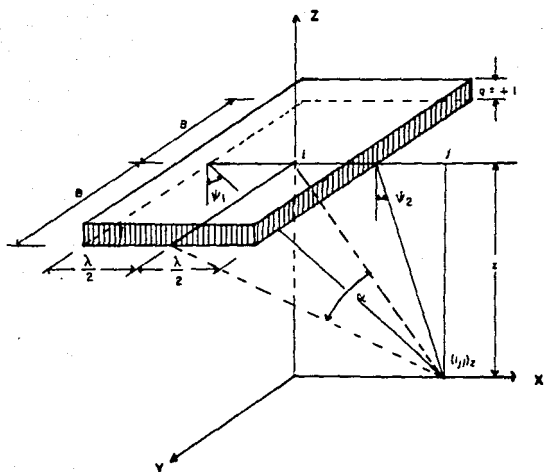


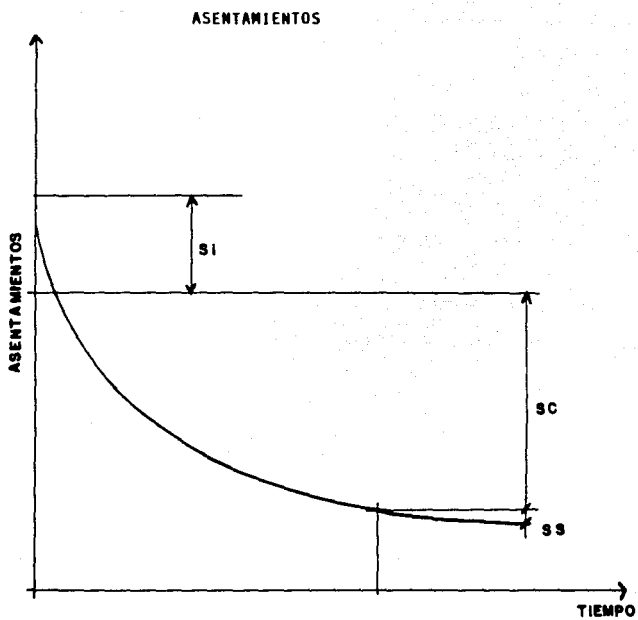
FIG. 11.14

TEORIA DE FRÖLICH.



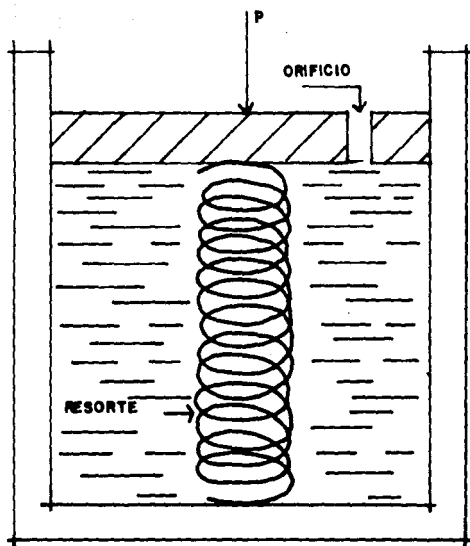
ESFUERZO VERTICAL EN EL "I" DEBIDO A UN AREA RECTANGULAR
UNIFORMEMENTE CARGADA.

FIG. 11.15



HISTORIA GENERAL DE ASENTAMIENTOS

FIG. II.16



MODELO MECANICO DE TERZAGUI

FIG. 11.17

RELACION PRESION VERTICAL - ASENTAMIENTO-
TIEMPO EN PRUEBA DE CONSOLIDACION.

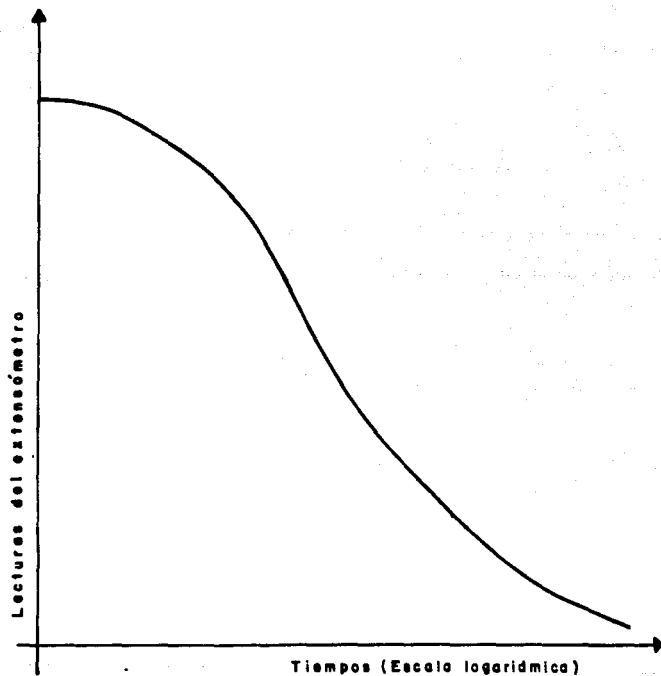


FIG. II.18

PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

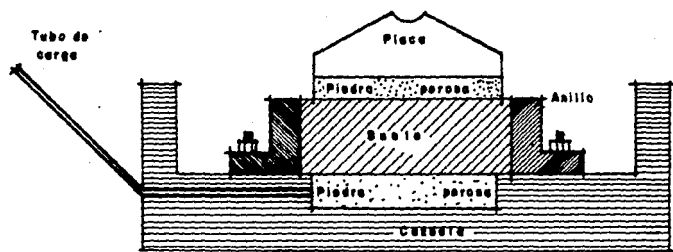


FIG. II.19.a

PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

(Continúa)

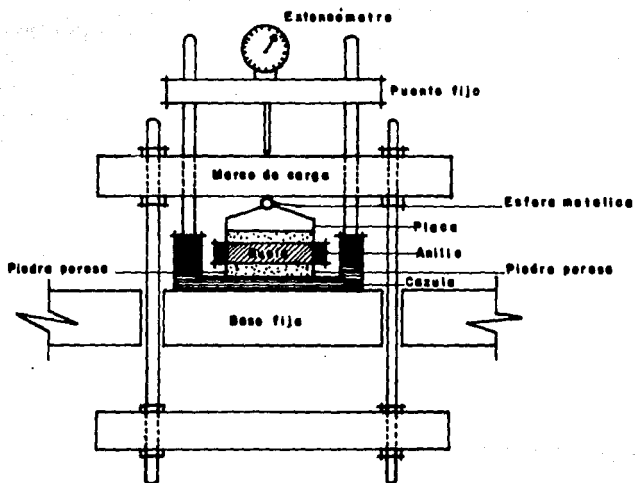


FIG. II.19.D

CURVA DE COMPRESIBILIDAD.

SONDEO	PROF.(m)	s_p	$\frac{u}{s_p}$	e_1	$\frac{e_1}{s_p}$
8-1	7.65	2.38	93.6	2.19	100

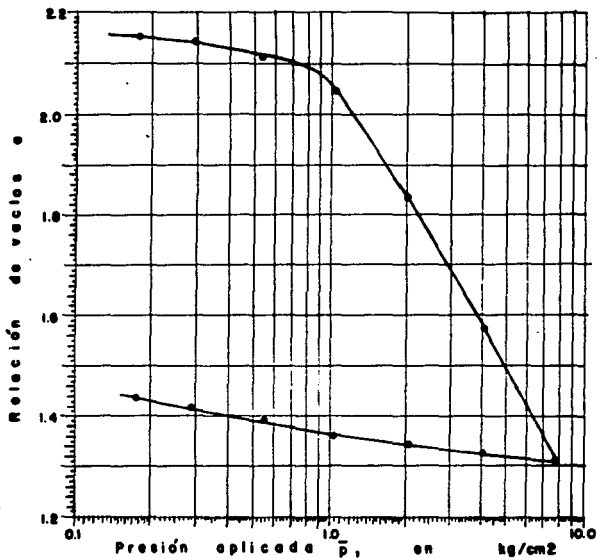


FIG. 11. 20

CURVA DE COMPRESIBILIDAD
DE UNA ARCILLA DE ALTA SENSIVIDAD.

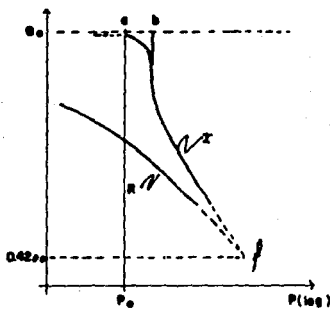


FIG. II.21

OBTENCION DEL ASENTAMIENTO TOTAL
DE UN ESTRATO DE SUELO.

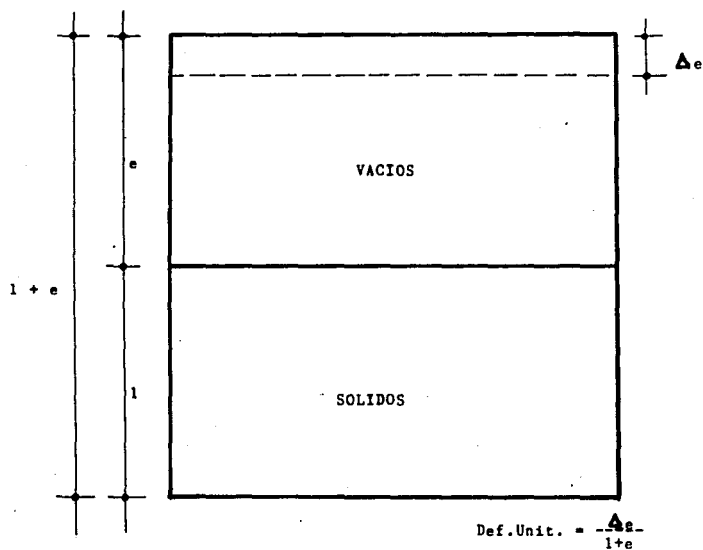


Fig. II.22

CURVA DE COMPRESIBILIDAD TIPICA

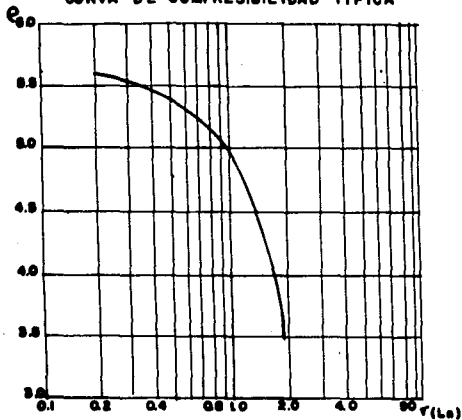


FIG. III.1.a

PRESION EN KG/CM²

CURVA DE COMPRESIBILIDAD MODIFICADA

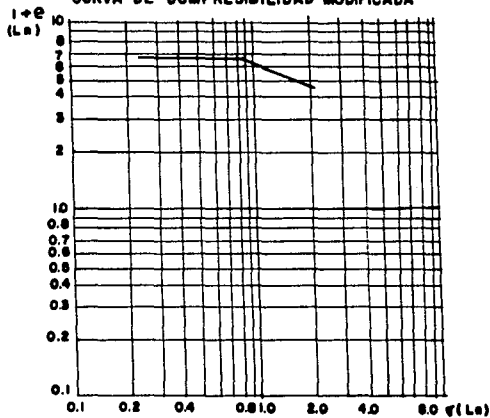


FIG. III.1.b

PRESION EN KG/CM²

CONCEPTO	SIMBOLO	UNIDADES	MAGNITUD. CLASIFICACION LOCAL
PROFUNDIDAD	H	metro	6.0
DENSIDAD DE SOLIDOS	SS		2.48
RELACION DE VACIOS INI.	e		0.872
CONTENIDO MAX. DE AGUA	w	%	212.8
LIMITE LIQUIDO	LL	%	259.0
LIMITE PLASTICO	LP	%	84.1
INDICE PLASTICO	IP	%	274.9
PRESION ESPECTIVA INICIAL	p _v	KG/CM ²	0.20
P. DE PRECONSOLIDACION A.C.	p _c	KG/CM ²	0.91
CLASIFICACION SUCC			GM
LOCALIZACION EN SITIO			COMPLEJO HIDALGO
PREC. NUMERO	N ₆₀	KG/CM ²	1172

$$V_b = 0.872$$

$$C_r = 0.02440$$

$$D_v = 0.4475$$

Curvas de Compresibilidad-

RECTA DE MINIMOS CUADRADOS

$$y=mx+b$$

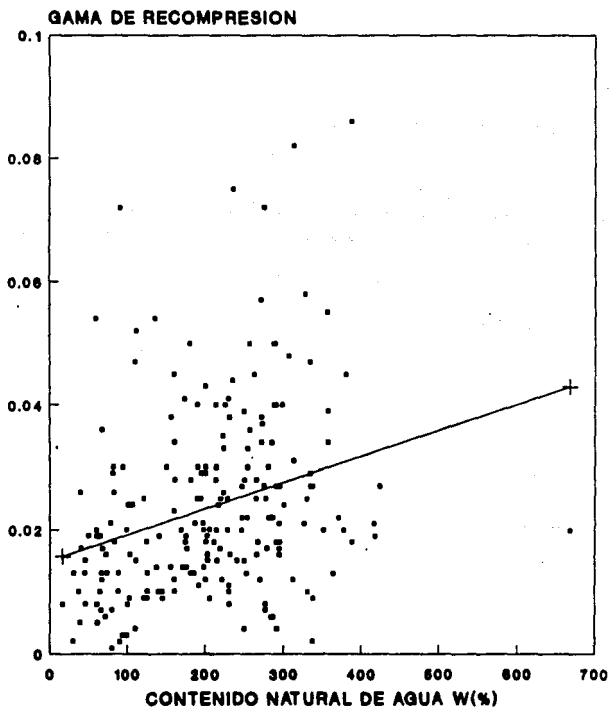


FIG. III.2

COMBINACION ESTADISTICA GAMA Y W.
CURVA DE PREDICION (ALFA = 25 %)

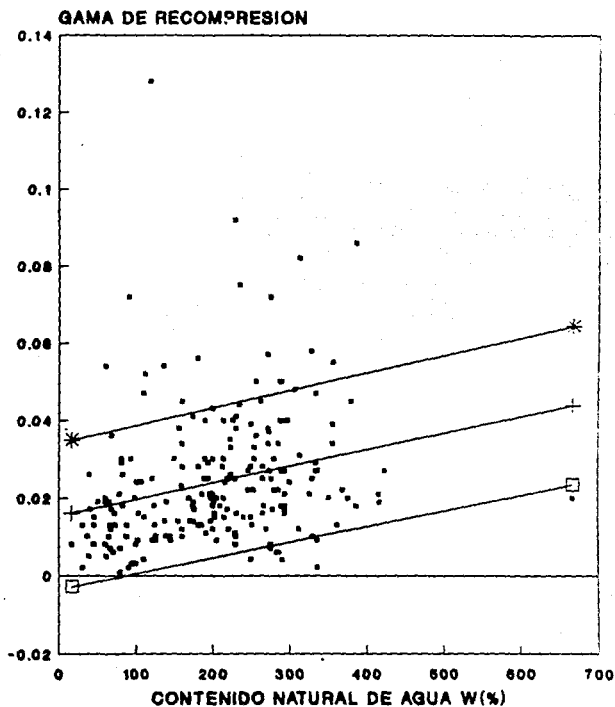


FIG. III.3

PERFIL ESTRATIGRAFICO

SONDEO su-1

N.A.F. 2.25 m.

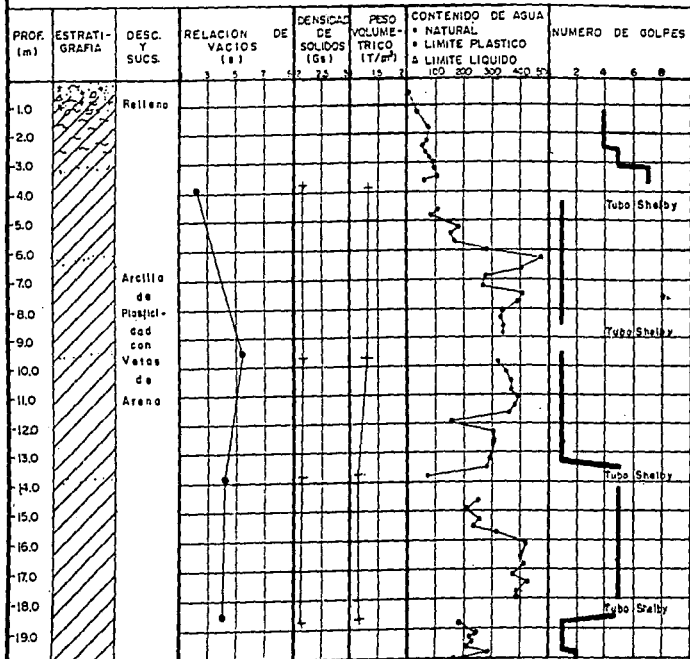


FIG. IV.1

PERFIL ESTRATIGRAFICO

SONDEO. SPE-1

N.A.F. 3.45 m

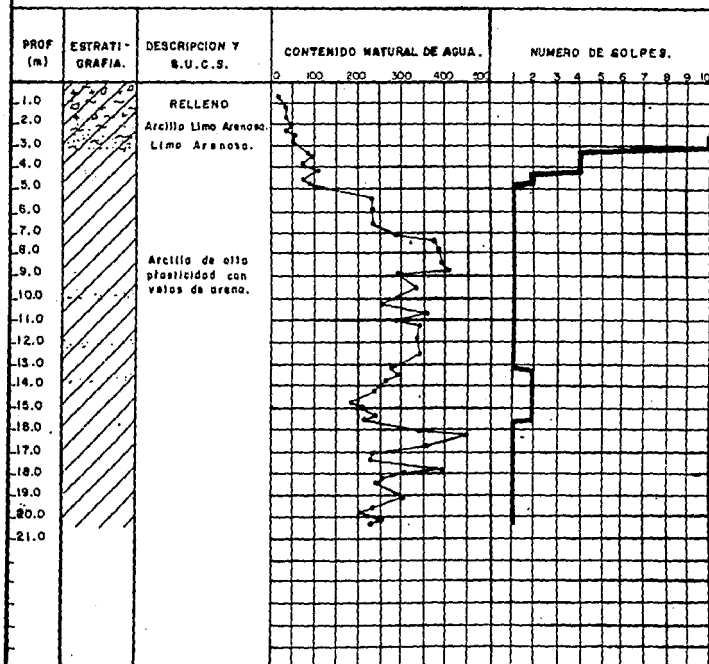
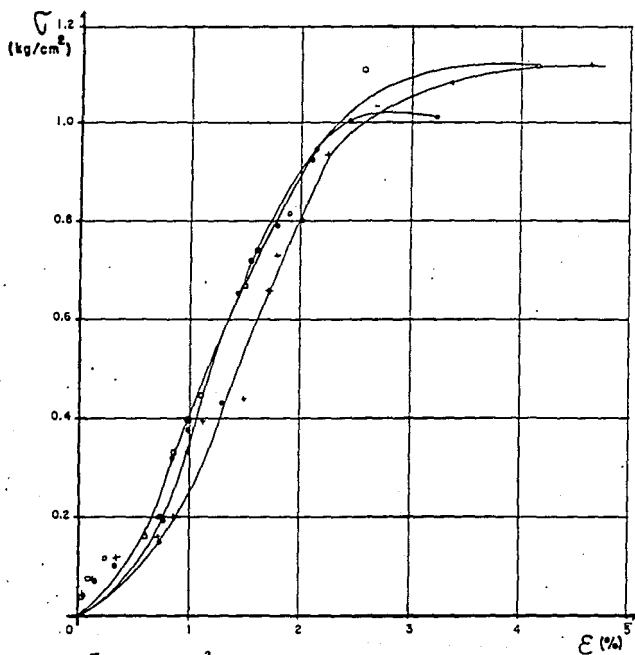


FIG. IV.2

CURVA ESFUERZO-DEFORMACION



- $\sigma_{III} = 1.3$ kg/cm²
- + $\sigma_{III} = 1.5$ kg/cm²
- $\sigma_{III} = 1.7$ kg/cm²

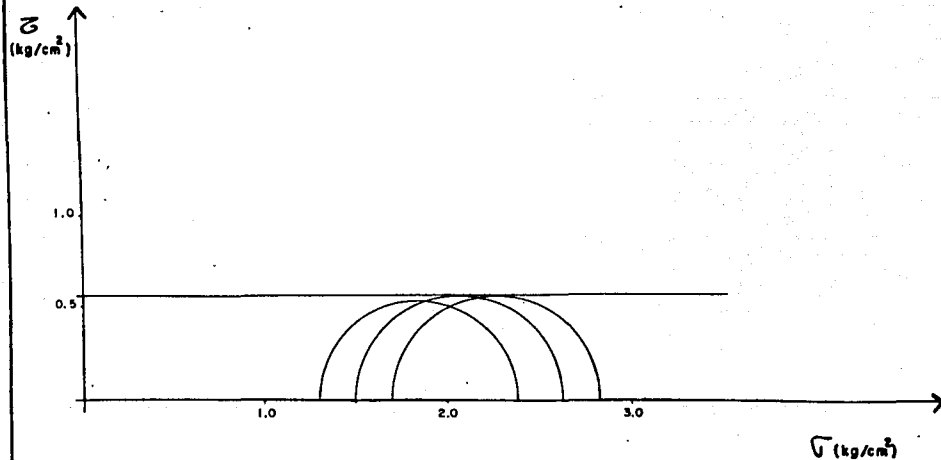
SH - 1

M - 24

Prof. 13.80 - 14.40 m

FIG IV.3

CIRCULOS DE MOHR



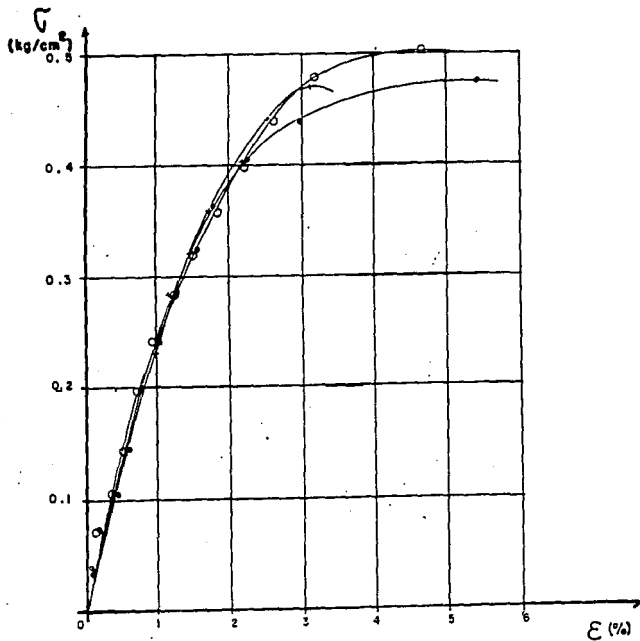
S M - 1

Prof. 13.80 - 14.40 m

H - 24

FIG IV.4

CURVA ESFUERZO-DEFORMACION



- $\sigma_{III} = 1.7 \text{ kg/cm}^2$
- + $\sigma_{III} = 1.9 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{III} = 2.1 \text{ kg/cm}^2$

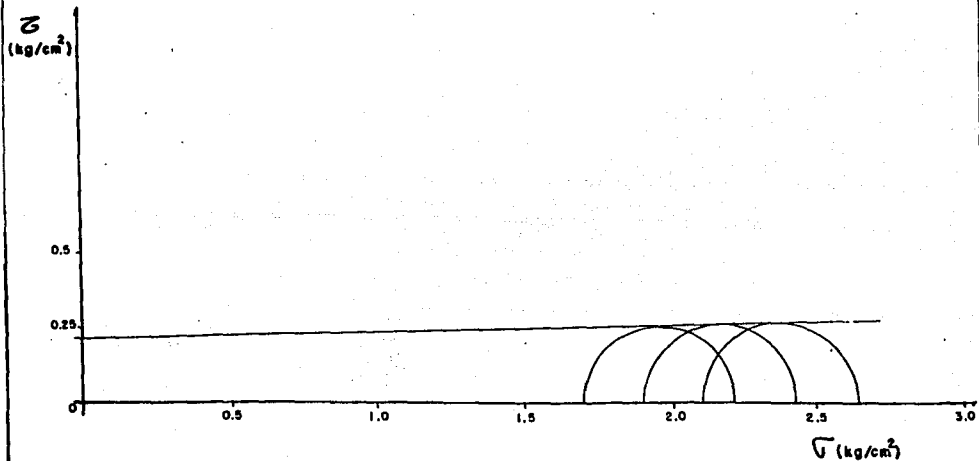
S M - 1

H - 31

Prof. 18.00-18.60 m

FIG IV.5

CIRCULOS DE MOHR



SM-1

Prof. 18.0 - 18.60 m

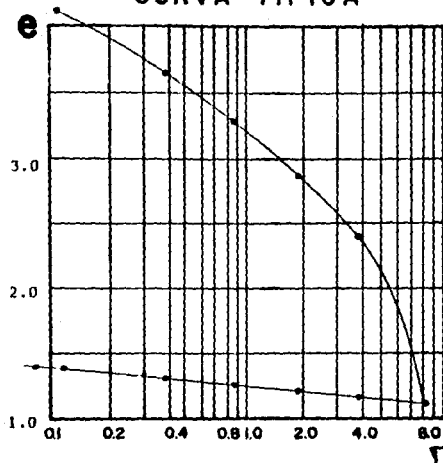
M-31

FIG IV.6

CONSOLIDACION

PROF. 2.1 m. $W(\%) = 90.2$ $e_0 = 3.5717$ $G_s(\%) = \underline{\hspace{2cm}}$ $\bar{v}_p = 0.85$ k/cm^2

CURVA TIPICA



CURVA MODIFICADA

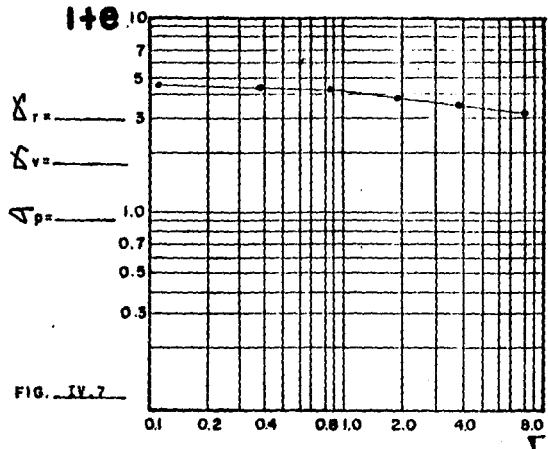
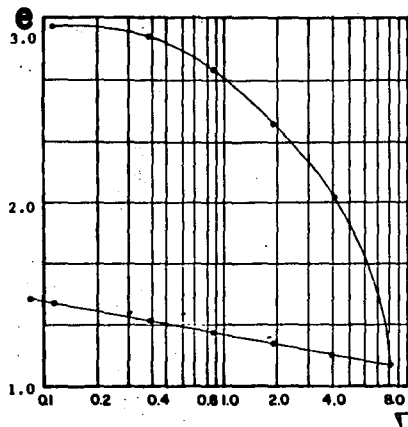


FIG. IV.7

CONSOLIDACION

PROF. 6.9 m. $W(\%) = 134$ $e_0 = 2.9393$ $G_s(\%) =$ _____ $\bar{V}_p = 4.0$ k/cm²

CURVA TIPICA



CURVA MODIFICADA

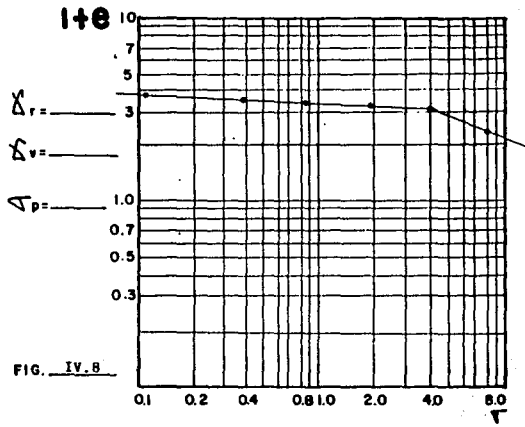
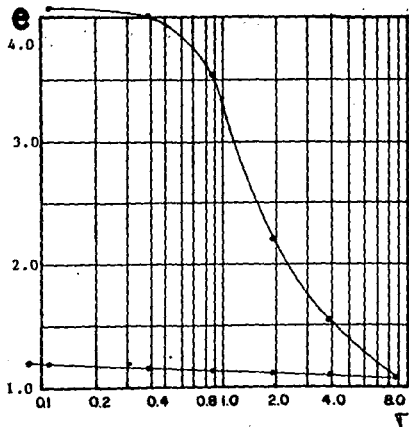


FIG. IV.8

CONSOLIDACION

PROF. 12.0 m. $W(\%) = \underline{235}$ $e_0 = \underline{\quad}$ $G_s(\%) = \underline{\quad}$ $\bar{V}_p = \underline{0.5}$ k/cm^2

CURVA TIPICA



CURVA MODIFICADA

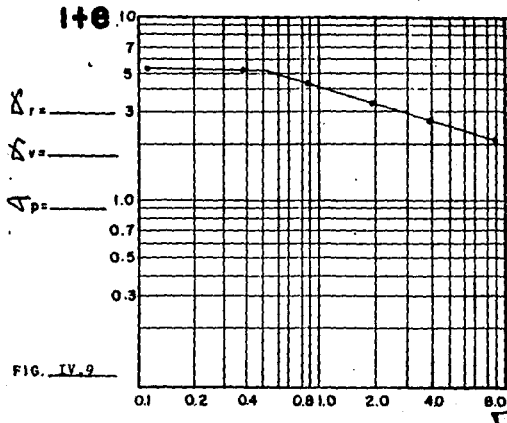
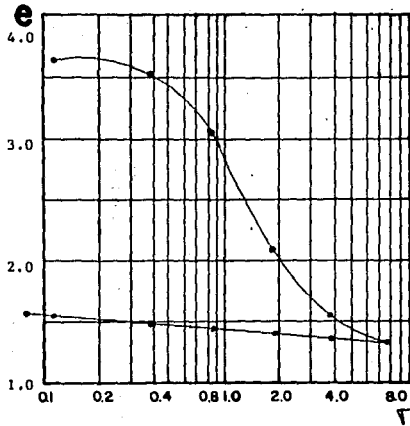


FIG. IV.9

CONSOLIDACION

PROF. 17.7 m. $W(\%) = 275.3$ $e_0 = 3.7088$ $G_s(\%) =$ _____ $\bar{V}_p =$ _____ k/cm^2

CURVA TIPICA



CURVA MODIFICADA

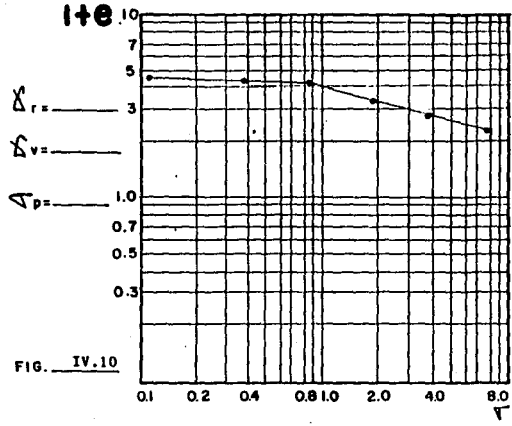


FIG. IV.10

TABLA II.1
ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, ZONA DEL LAGO VIRGEN.

ESTRATO ¹	ESPESOR, en m	γ en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ en °
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38.0 a 40.0	1.15	0.5 a 1.0	--
Capa dura ²	1.0 a 2.0	--	0.0 a 10.0	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15.0 a 30.0	1.25	3.0 a 4.0	--

1. En orden de aparición a partir de la superficie.

2. La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a Pruebas Triaxiales CU.

TABLA II.2
ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, ZONA DEL LAGO CENTRO I.

ESTRATO	ESPESOR, en m	γ en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ en °
Costra superficial	4.0 a 6.0	1.6	4.0	25
Serie arcillosa superior	20.0 a 30.0	1.2	1.0 a 2.0	--
Capa dura ³	3.0 a 5.0	1.5 a 1.6	0.0 a 10.0	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8.0 a 10.0	1.3 a 1.35	5.0 a 8.0	--

3. La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a Pruebas Triaxiales CU.

TABLA II.3
ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES; ZONA DEL LAGO CENTRO II.

ESTRATO	ESPEJOR, en m	γ en t/m ³	c_u en t/m ²	ϕ en °
Costra superficial	6.0 a 10.0	1.7	4.0	25
Serie arcillosa superior	20.0 a 25.0	1.3	3.0	--
Capa dura ⁴	3.0 a 5.0	1.5 a 1.6	0.0 a 10.0	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6.0 a 8.0	1.3 a 1.4	6.0 a 12.0	--

4. La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a Pruebas Triaxiales CU.

Valores de influencia para el caso de carga concentrada

Solución de Boussinesq

$$\sigma_x = \frac{P}{z^3} \cdot P_x$$

r/z	P _x	r/z	P _x	r/z	P _x	r/z	P _x
0.00	-0.4775	0.40	-0.3294	0.80	-0.1386	1.20	-0.0513
1	-0.4773	1	-0.3238	1	-0.1353	1	-0.0501
2	-0.4770	2	-0.3181	2	-0.1320	2	-0.0489
3	-0.4764	3	-0.3124	3	-0.1288	3	-0.0477
4	-0.4756	4	-0.3068	4	-0.1257	4	-0.0466
5	-0.4745	5	-0.3011	5	-0.1226	5	-0.0454
6	-0.4732	6	-0.2955	6	-0.1196	6	-0.0443
7	-0.4717	7	-0.2899	7	-0.1166	7	-0.0433
8	-0.4699	8	-0.2843	8	-0.1138	8	-0.0422
9	-0.4679	9	-0.2788	9	-0.1110	9	-0.0412
0.10	-0.4657	0.50	-0.2733	0.90	-0.1083	1.30	-0.0402
1	-0.4633	1	-0.2679	1	-0.1057	1	-0.0393
2	-0.4607	2	-0.2625	2	-0.1031	2	-0.0384
3	-0.4579	3	-0.2571	3	-0.1005	3	-0.0374
4	-0.4548	4	-0.2518	4	-0.0981	4	-0.0365
5	-0.4516	5	-0.2466	5	-0.0956	5	-0.0357
6	-0.4482	6	-0.2414	6	-0.0933	6	-0.0348
7	-0.4446	7	-0.2363	7	-0.0910	7	-0.0340
8	-0.4409	8	-0.2313	8	-0.0887	8	-0.0332
9	-0.4370	9	-0.2263	9	-0.0865	9	-0.0324
0.20	-0.4329	0.60	-0.2214	1.00	-0.0844	1.40	-0.0317
1	-0.4286	1	-0.2165	1	-0.0823	1	-0.0309
2	-0.4242	2	-0.2117	2	-0.0803	2	-0.0302
3	-0.4197	3	-0.2070	3	-0.0783	3	-0.0295
4	-0.4151	4	-0.2024	4	-0.0764	4	-0.0288
5	-0.4103	5	-0.1978	5	-0.0744	5	-0.0282
6	-0.4054	6	-0.1934	6	-0.0727	6	-0.0275
7	-0.4004	7	-0.1889	7	-0.0709	7	-0.0269
8	-0.3954	8	-0.1846	8	-0.0691	8	-0.0263
9	-0.3902	9	-0.1804	9	-0.0674	9	-0.0257
0.30	-0.3849	0.70	-0.1762	1.10	-0.0658	1.50	-0.0251
1	-0.3796	1	-0.1721	1	-0.0641	1	-0.0245
2	-0.3742	2	-0.1681	2	-0.0626	2	-0.0240
3	-0.3687	3	-0.1641	3	-0.0610	3	-0.0234
4	-0.3632	4	-0.1603	4	-0.0595	4	-0.0229
5	-0.3577	5	-0.1565	5	-0.0581	5	-0.0224
6	-0.3521	6	-0.1527	6	-0.0567	6	-0.0219
7	-0.3465	7	-0.1491	7	-0.0553	7	-0.0214
8	-0.3408	8	-0.1455	8	-0.0539	8	-0.0209
9	-0.3351	9	-0.1420	9	-0.0526	9	-0.0204

(CONTINUA)

r/z	P_r	r/z	P_r	r/z	P_r	r/z	P_r
1.60	0.0200	2.10	0.0070	2.60	0.0029	3.10	0.0013
1	0.0195	1	0.0069	1	0.0028	1	0.0013
2	0.0191	2	0.0068	2	0.0028	2	0.0013
3	0.0187	3	0.0066	3	0.0027	3	0.0012
4	0.0183	4	0.0065	4	0.0027	4	0.0012
5	0.0179	5	0.0064	5	0.0026	5	0.0012
6	0.0175	6	0.0063	6	0.0026	6	0.0012
7	0.0171	7	0.0062	7	0.0025	7	0.0012
8	0.0167	8	0.0060	8	0.0025	8	0.0012
9	0.0163	9	0.0059	9	0.0025	9	0.0011
1.70	0.0160	2.20	0.0058	2.70	0.0024	3.20	0.0011
1	0.0157	1	0.0057	1	0.0024	1	0.0011
2	0.0153	2	0.0056	2	0.0023	2	0.0011
3	0.0150	3	0.0055	3	0.0023	3	0.0011
4	0.0147	4	0.0054	4	0.0023	4	0.0011
5	0.0144	5	0.0053	5	0.0022	5	0.0011
6	0.0141	6	0.0052	6	0.0022	6	0.0010
7	0.0138	7	0.0051	7	0.0022	7	0.0010
8	0.0135	8	0.0050	8	0.0021	8	0.0010
9	0.0132	9	0.0049	9	0.0021	9	0.0010
1.80	0.0129	2.30	0.0048	2.80	0.0021	3.30	0.0010
1	0.0126	1	0.0047	1	0.0020	1	0.0009
2	0.0124	2	0.0047	2	0.0020	2	0.0009
3	0.0121	3	0.0046	3	0.0020	3	0.0009
4	0.0119	4	0.0045	4	0.0019	4	0.0009
5	0.0116	5	0.0044	5	0.0019	5	0.0009
6	0.0114	6	0.0043	6	0.0019	6	0.0009
7	0.0112	7	0.0043	7	0.0019	7	0.0009
8	0.0109	8	0.0042	8	0.0018	8	0.0009
9	0.0107	9	0.0041	9	0.0018	9	0.0009
1.90	0.0105	2.40	0.0040	2.90	0.0018	3.40	0.0009
1	0.0103	1	0.0040	1	0.0017	1	0.0008
2	0.0101	2	0.0039	2	0.0017	2	0.0008
3	0.0099	3	0.0038	3	0.0017	3	0.0008
4	0.0097	4	0.0038	4	0.0017	4	0.0008
5	0.0095	5	0.0037	5	0.0016	5	0.0008
6	0.0093	6	0.0036	6	0.0016	6	0.0008
7	0.0091	7	0.0035	7	0.0016	7	0.0008
8	0.0089	8	0.0035	8	0.0016	8	0.0008
9	0.0087	9	0.0034	9	0.0015	9	0.0008
2.00	0.0085	2.50	0.0034	3.00	0.0015	3.50	0.0007
1	0.0083	1	0.0033	1	0.0015	1	0.0007
2	0.0082	2	0.0033	2	0.0015	2	0.0007
3	0.0081	3	0.0032	3	0.0014	3	0.0007
4	0.0079	4	0.0032	4	0.0014	4	0.0006
5	0.0078	5	0.0031	5	0.0014	5	0.0006
6	0.0076	6	0.0031	6	0.0014	6	0.0006
7	0.0075	7	0.0030	7	0.0014	7	0.0005
8	0.0073	8	0.0030	8	0.0013	8	0.0005
9	0.0072	9	0.0029	9	0.0013	9	0.0005

TABLA -11.4

Valores de influencia para área circular uniformemente cargada

Solución de Boussinesq

$$\sigma_r = w' w_r$$

r/z	w_r	r/z	w_r	r/z	w_r	r/z	w_r
.00	-0.00000	.30	-0.12126	.60	-0.36949	.90	-0.58934
1	-0.00015	1	-0.12559	1	-0.37781	1	-0.59542
2	-0.00060	2	-0.13605	2	-0.38609	2	-0.60142
3	-0.00135	3	-0.14563	3	-0.39431	3	-0.60734
4	-0.00240	4	-0.15133	4	-0.40247	4	-0.61317
5	-0.00374	5	-0.15915	5	-0.41058	5	-0.61892
6	-0.00538	6	-0.16706	6	-0.41863	6	-0.62459
7	-0.00731	7	-0.17507	7	-0.42662	7	-0.63018
8	-0.00952	8	-0.18317	8	-0.43454	8	-0.63568
9	-0.01203	9	-0.19134	9	-0.44240	9	-0.64110
.10	-0.01481	.40	-0.19959	.70	-0.45018	1.00	-0.64645
1	-0.01788	1	-0.20790	1	-0.45789	1	-0.65171
2	-0.02122	2	-0.21627	2	-0.46553	2	-0.65690
3	-0.02483	3	-0.22469	3	-0.47310	3	-0.66200
4	-0.02870	4	-0.23315	4	-0.48059	4	-0.66703
5	-0.03283	5	-0.24165	5	-0.48800	5	-0.67198
6	-0.03721	6	-0.25017	6	-0.49533	6	-0.67686
7	-0.04184	7	-0.25872	7	-0.50259	7	-0.68168
8	-0.04670	8	-0.26729	8	-0.50976	8	-0.68639
9	-0.05181	9	-0.27587	9	-0.51685	9	-0.69104
.20	-0.05713	.50	-0.28446	.80	-0.52386	1.10	-0.69562
1	-0.06268	1	-0.29304	1	-0.53079	1	-0.70013
2	-0.06844	2	-0.30162	2	-0.53763	2	-0.70457
3	-0.07441	3	-0.31019	3	-0.54439	3	-0.70894
4	-0.08057	4	-0.31875	4	-0.55106	4	-0.71324
5	-0.08692	5	-0.32728	5	-0.55766	5	-0.71747
6	-0.09346	6	-0.33579	6	-0.56416	6	-0.72163
7	-0.10017	7	-0.34427	7	-0.57058	7	-0.72573
8	-0.10704	8	-0.35272	8	-0.57692	8	-0.72976
9	-0.11408	9	-0.36112	9	-0.58317	9	-0.73373

TABLA -II.5

(CONTINUA

r/z	w_s	r/z	w_s	r/z	w_s
1.20	-0.73763	1.56	-0.84233	1.91	-0.90021
1	-0.74147	7	-0.84495	2	-0.90143
2	-0.74525	8	-0.84704	3	-0.90263
3	-0.74896	9	-0.84910	4	-0.90382
4	-0.75262			5	-0.90498
5	-0.75622	1.60	-0.85112	6	-0.90613
6	-0.75976	1	-0.85312	7	-0.90726
7	-0.76324	2	-0.85507	8	-0.90838
8	-0.76666	3	-0.85700	9	-0.90948
9	-0.77003	4	-0.85890		
		5	-0.86077	2.00	-0.91056
1.30	-0.77334	6	-0.86260	2	-0.91267
1	-0.77650	7	-0.86441	4	-0.91472
2	-0.77961	8	-0.86619	6	-0.91672
3	-0.78296	9	-0.86794	8	-0.91865
4	-0.78626				
5	-0.78911	1.70	-0.86966	2.10	-0.92053
6	-0.79211	1	-0.87136	.15	-0.92459
7	-0.79537	2	-0.87302	.20	-0.92914
8	-0.79797	3	-0.87467	.25	-0.93301
9	-0.80083	4	-0.87628	.30	-0.93661
		5	-0.87787	.35	-0.93997
1.40	-0.80364	6	-0.87944	.40	-0.94310
1	-0.80640	7	-0.88098	.45	-0.94603
2	-0.80912	8	-0.88250	.50	-0.94877
3	-0.81179	9	-0.88399	.55	-0.95134
4	-0.81442			.60	-0.95374
5	-0.81701	1.80	-0.88546	.65	-0.95599
6	-0.81955	1	-0.88691	.70	-0.95810
7	-0.82206	2	-0.88833	.75	-0.96009
8	-0.82452	3	-0.88974	.80	-0.96195
9	-0.82694	4	-0.89112	.85	-0.96371
		5	-0.89248	.90	-0.96536
1.50	-0.82932	6	-0.89382	.95	-0.96691
1	-0.83167	7	-0.89514		
2	-0.83397	8	-0.89643	3.00	-0.96838
3	-0.83624	9	-0.89771	.10	-0.97106
4	-0.83847			.20	-0.97346
5	-0.84067	1.90	-0.89897	.30	-0.97561
				3.40	-0.97753
				.50	-0.97927
				.60	-0.98083
				.70	-0.98224
				.80	-0.98352
				.90	-0.98468
				4.00	-0.98573
				.20	-0.98757
				.40	-0.98911
				.60	-0.99041
				.80	-0.99152
				5.00	-0.99246
				.20	-0.99327
				.40	-0.99396
				.60	-0.99457
				.80	-0.99510
				6.00	-0.99556
				.50	-0.99648
				7.00	-0.99717
				.50	-0.99769
				8.00	-0.99809
				9.00	-0.99855
				10.00	-0.99901
				12.00	-0.99943
				14.00	-0.99964
				16.00	-0.99976
				18.00	-0.99983
				20.00	-0.99988
				25.00	-0.99994
				30.00	-0.99996
				40.00	-0.99999
				50.00	-0.99999
				100.00	-1.00000
				∞	-1.00000

TABLA - 11.5

TABLA 11.6
 PUBLICACIONES DEL INDICE DE COMPRESIBILIDAD Cc
 PARA ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS.

E C U A C I O N	REGION DE APLICACION	REFERENCIA
Cc = 0.007 (Wl - 7)	Arcillas remodeladas	Skempton, 1944
Cc = 0.007 (Ll - 10)	Arcillas remodeladas	Terzaghi, 1945
Cc = 17.66 * 10 ⁻⁵ Wn ² + + 5.93 * 10 ⁻³ Wn - 0.135	Arcillas de Chicago	Peck and Reed 1954
Cc = 1.15 (e _o - 0.35)	Cualquier arcilla	Nishida, 1959
Cc = 0.30 (e _o - 0.27)	Cualquier arcilla	Hough, 1957
Cc = 0.256 + 0.43 * * (e _o - 8.84)	Arcillas brasileñas	Cozzolino, 1961
Cc = 0.0046 (Wl - 9)	Arcillas brasileñas	Cozzolino, 1961
Cc = 0.75 (e _o - 0.5)	Suelos de baja plast.	Sowers, 1970
Cc = 0.01 Wn	Arcillas de Chicago	Osterberg, 1972
Wn = contenido natural de agua		

RECTA DE MINIMOS CUADRADOS

No	X	Y	r	$X_i Y_i$	X_i^2	Y_i^2	$y = mx - b$
1	125.00	0.009		1.125	15625.00	0.000081	0.021
2	154.70	0.014		2.166	23932.09	0.000196	0.022
3	278.25	0.017		4.730	77423.06	0.000289	0.027
4	270.00	0.012		3.240	72900.00	0.000144	0.027
5	60.90	0.005		0.305	3708.81	0.000025	0.018
6	290.00	0.018		5.220	84100.00	0.000324	0.028
7	204.90	0.009		1.844	41984.01	0.000081	0.024
8	159.20	0.023		3.662	25344.64	0.000529	0.022
9	160.00	0.010		1.600	25600.00	0.000100	0.022
10	200.00	0.029		5.800	40000.00	0.000841	0.024
11	231.56	0.016		3.705	53620.03	0.000256	0.025
12	294.00	0.018		5.292	86436.00	0.000324	0.028
13	300.00	0.024		7.200	90000.00	0.000576	0.028
14	218.90	0.017		3.721	47917.21	0.000289	0.025
15	274.09	0.027		7.400	75125.33	0.000729	0.027
16	250.00	0.015		3.750	62500.00	0.000225	0.026
17	230.00	0.008		1.840	52900.00	0.000064	0.025
18	221.40	0.012		2.657	49017.96	0.000144	0.025
19	200.00	0.043		8.600	40000.00	0.001849	0.024
20	140.00	0.019		2.660	19600.00	0.000361	0.021
21	230.70	0.038		8.767	53222.49	0.001444	0.025
22	222.70	0.035		7.795	49595.29	0.001225	0.025
23	200.00	0.018		3.600	40000.00	0.000324	0.024
24	220.00	0.025		5.500	48400.00	0.000625	0.025
25	200.00	0.018		3.600	40000.00	0.000324	0.024
26	98.40	0.020		1.968	9682.56	0.000400	0.020
27	205.50	0.020		4.110	42230.25	0.000400	0.024
28	330.88	0.010		3.309	109481.57	0.000100	0.029
29	64.30	0.010		0.643	4134.49	0.000100	0.018
30	100.00	0.024		2.400	10000.00	0.000576	0.020
31	109.60	0.004		0.438	12012.16	0.000016	0.020
32	111.40	0.052		5.793	12409.96	0.002704	0.020
33	216.49	0.024		5.196	46867.92	0.000576	0.025
34	291.83	0.013		3.274	63418.35	0.000169	0.026
35	200.00	0.012		2.400	40000.00	0.000144	0.024
36	110.24	0.015		1.654	12152.86	0.000225	0.020
37	201.43	0.019		3.827	40574.04	0.000361	0.024
38	174.72	0.019		3.320	30527.08	0.000361	0.023
39	66.15	0.007		0.463	4375.82	0.000049	0.018
40	30.03	0.013		0.390	901.80	0.000169	0.017
41	30.31	0.002		0.061	918.70	0.000004	0.017
42	68.00	0.017		1.166	4624.00	0.000289	0.018
43	120.90	0.009		1.088	14616.81	0.000081	0.021
44	79.36	0.001		0.063	6298.01	0.000001	0.019
45	102.04	0.009		0.918	10412.16	0.000081	0.020

RECTA DE MINIMOS CUADRADOS

No.	X	Y				
	$W(\%)$	GAMA r	$X_i Y_i$	X_i^2	Y_i^2	$y = mx + b$
46	196.91	0.021	4.135	38773.55	0.000441	0.024
47	64.05	0.019	1.217	4102.40	0.000361	0.018
48	93.73	0.003	0.281	8785.31	0.000009	0.020
49	175.00	0.014	2.450	30625.00	0.000196	0.023
50	66.50	0.012	0.798	4422.25	0.000144	0.018
51	38.40	0.005	0.192	1474.56	0.000025	0.017
52	121.99	0.009	1.098	14881.56	0.000081	0.021
53	70.75	0.006	0.425	5005.56	0.000036	0.019
54	125.10	0.010	1.251	15650.01	0.000100	0.021
55	98.90	0.008	0.791	9781.21	0.000064	0.020
56	126.10	0.010	1.261	15901.21	0.000100	0.021
57	98.90	0.003	0.297	9781.21	0.000009	0.020
58	120.70	0.025	3.018	14568.49	0.000625	0.021
59	283.37	0.006	1.700	80298.56	0.000036	0.027
60	170.45	0.014	2.386	29053.20	0.000196	0.023
61	87.40	0.010	0.874	7638.76	0.000100	0.019
62	240.00	0.015	3.600	57600.00	0.000225	0.026
63	265.80	0.016	4.253	70649.64	0.000256	0.027
64	109.19	0.047	5.132	11922.46	0.002209	0.020
65	326.70	0.021	6.861	106732.89	0.000441	0.029
66	139.50	0.010	1.395	19460.25	0.000100	0.021
67	136.00	0.054	7.344	18496.00	0.002916	0.021
68	334.45	0.047	15.719	111856.80	0.002209	0.029
69	286.24	0.006	1.717	81933.34	0.000036	0.027
70	230.20	0.041	9.438	52992.04	0.001681	0.025
71	213.17	0.028	5.969	45441.45	0.000784	0.024
72	249.73	0.004	0.999	62365.07	0.000016	0.026
73	250.00	0.028	7.000	62500.00	0.000784	0.026
74	200.00	0.018	3.600	40000.00	0.000324	0.024
75	210.00	0.018	3.780	44100.00	0.000324	0.024
76	387.00	0.086	33.282	149769.00	0.007396	0.032
77	387.05	0.039	13.925	127484.70	0.001521	0.030
78	214.00	0.030	6.420	45796.00	0.000900	0.024
79	257.00	0.036	9.252	66049.00	0.001296	0.026
80	397.00	0.034	12.138	127449.00	0.001156	0.030
81	230.00	0.011	2.530	52900.00	0.000121	0.025
82	160.00	0.034	5.440	25600.00	0.001156	0.022
83	254.00	0.033	8.382	64516.00	0.001089	0.026
84	290.00	0.027	7.830	84100.00	0.000729	0.028
85	246.00	0.027	6.642	60516.00	0.000729	0.026
86	246.00	0.022	5.412	60516.00	0.000484	0.026
87	294.00	0.027	7.938	86436.00	0.000729	0.028
88	288.00	0.040	11.520	82944.00	0.001600	0.027
89	294.00	0.017	4.998	86436.00	0.000289	0.028
90	66.00	0.013	0.858	4366.00	0.000169	0.018

TABLA III.1 2/5

RECTA DE MINIMOS CUADRADOS

No.	X		Y		Xi Yi	Xi2	Yi2	y = mx - b
	W (%)	GAMA r						
91	73.00	0.013		0.949	5329.00	0.000169	0.019	
92	194.00	0.029		5.626	37636.00	0.000841	0.024	
93	200.00	0.030		6.000	40000.00	0.000900	0.024	
94	190.00	0.040		7.600	36100.00	0.001600	0.023	
95	313.05	0.082		25.670	98000.30	0.006724	0.029	
96	272.00	0.034		9.248	73984.00	0.001156	0.027	
97	180.60	0.013		2.348	32616.36	0.000169	0.023	
98	87.55	0.013		1.138	7665.00	0.000169	0.019	
99	290.20	0.040		11.608	84216.04	0.001600	0.028	
100	334.50	0.027		9.032	111890.25	0.000729	0.029	
101	223.35	0.026		5.807	49885.22	0.000676	0.025	
102	265.00	0.028		7.420	70225.00	0.000784	0.027	
103	285.85	0.022		6.289	81710.22	0.000484	0.027	
104	197.40	0.014		2.764	38966.76	0.000196	0.024	
105	160.35	0.028		4.490	25712.12	0.000784	0.022	
106	290.25	0.004		1.161	84245.06	0.000016	0.028	
107	228.65	0.025		5.716	52280.82	0.000625	0.025	
108	202.65	0.016		3.242	41067.02	0.000256	0.024	
109	39.20	0.026		1.019	1536.64	0.000676	0.017	
110	36.75	0.010		0.368	1350.56	0.000100	0.017	
111	44.65	0.013		0.580	1993.62	0.000169	0.018	
112	16.20	0.008		0.130	262.44	0.000064	0.016	
113	60.00	0.054		3.240	3600.00	0.002916	0.018	
114	40.00	0.017		0.680	1600.00	0.000289	0.017	
115	50.00	0.019		0.950	2500.00	0.000361	0.018	
116	89.60	0.002		0.179	8028.16	0.000004	0.019	
117	90.20	0.072		6.494	8136.04	0.005184	0.019	
118	271.50	0.057		15.476	73712.25	0.003249	0.027	
119	275.30	0.072		19.822	75790.09	0.005184	0.027	
120	235.00	0.075		17.625	55225.00	0.005625	0.025	
121	137.10	0.014		1.919	18796.41	0.000196	0.021	
122	106.78	0.024		2.538	11183.06	0.000576	0.020	
123	118.00	0.128		15.104	13924.00	0.016384	0.021	
124	124.75	0.013		1.622	15562.56	0.000169	0.021	
125	123.75	0.018		2.228	15314.06	0.000324	0.021	
126	103.00	0.016		1.648	10609.00	0.000256	0.020	
127	72.30	0.016		1.157	5227.29	0.000256	0.019	
128	82.40	0.025		2.142	6789.76	0.000676	0.019	
129	45.20	0.008		0.362	2043.04	0.000064	0.018	
130	45.20	0.015		0.678	2043.04	0.000225	0.018	
131	168.80	0.020		3.376	28493.44	0.000400	0.023	
129	281.55	0.525		7.529	192693.82	0.555025	0.525	
133	416.80	0.019		7.919	173722.24	0.000361	0.033	
134	185.00	0.013		2.405	34225.00	0.000169	0.023	
135	337.20	0.009		3.038	113793.84	0.000081	0.030	

RECTA DE MINIMOS CUADRADOS

No.	X	Y	$X_i Y_i$	X_i^2	Y_i^2	$y = mx - b$
	W (%)	GAMA r				
136	228.00	0.058	19.024	107584.00	0.003364	0.029
137	337.20	0.002	0.674	113703.84	0.000004	0.030
138	273.00	0.037	10.101	74529.00	0.001369	0.027
139	144.20	0.010	1.442	20793.64	0.000100	0.022
140	173.90	0.018	3.130	30241.21	0.000324	0.023
141	173.90	0.041	7.130	30241.21	0.001681	0.023
142	235.00	0.044	10.340	55225.00	0.001936	0.025
143	276.05	0.007	1.932	76203.60	0.000049	0.027
144	276.05	0.008	2.208	76203.60	0.000064	0.027
145	144.90	0.009	1.304	20996.01	0.000081	0.022
146	156.00	0.038	5.928	24336.00	0.001444	0.022
147	253.00	0.022	5.566	64009.00	0.000484	0.026
148	312.00	0.012	3.744	97344.00	0.000144	0.028
149	59.70	0.008	0.478	3564.09	0.000064	0.018
150	59.70	0.019	1.134	3564.09	0.000361	0.018
151	67.70	0.036	2.437	4583.29	0.001296	0.018
152	81.10	0.030	2.433	6577.21	0.000900	0.019
153	176.00	0.017	2.992	30976.00	0.000289	0.023
154	186.00	0.021	3.906	34596.00	0.000441	0.023
155	250.00	0.039	9.750	62500.00	0.001521	0.026
156	280.00	0.022	6.160	78400.00	0.000484	0.027
157	307.00	0.048	14.736	94249.00	0.002304	0.028
158	78.30	0.021	1.644	6130.89	0.000441	0.019
159	263.00	0.045	11.835	69169.00	0.002025	0.026
160	215.00	0.015	3.225	46225.00	0.000225	0.025
161	294.00	0.021	6.174	86436.00	0.000441	0.028
162	189.00	0.025	4.725	35721.00	0.000625	0.023
163	267.00	0.018	4.806	71289.00	0.000324	0.027
164	180.00	0.030	4.500	22500.00	0.000900	0.022
165	214.17	0.040	8.567	45868.79	0.001600	0.024
166	277.00	0.025	6.925	76729.00	0.000625	0.027
167	298.00	0.040	11.920	88804.00	0.001600	0.028
168	93.00	0.030	2.790	8649.00	0.000900	0.020
169	370.00	0.022	8.140	136900.00	0.000484	0.031
170	280.00	0.030	8.400	78400.00	0.000900	0.027
171	330.00	0.025	8.250	108900.00	0.000625	0.016
172	377.00	0.020	7.540	142129.00	0.000400	0.031
173	423.00	0.027	11.421	178929.00	0.000729	0.033
174	219.00	0.025	5.475	47961.00	0.000625	0.025
175	416.00	0.021	8.736	173056.00	0.000441	0.033
176	337.00	0.027	9.099	113569.00	0.000729	0.029
177	226.00	0.040	9.040	51076.00	0.001600	0.025
178	380.00	0.045	17.100	144400.00	0.002025	0.031
179	363.00	0.013	4.719	131769.00	0.000169	0.031
180	79.40	0.007	0.556	6304.36	0.000049	0.019

RECTA DE MINIMOS CUADRADOS

No.	X	Y				
	W (%)	GAMA r	Xi Yi	Xi2	Yi2	y = mx + b
181	191.60	0.011	2.108	36710.56	0.000121	0.024
182	272.00	0.038	10.336	73984.00	0.001444	0.027
183	313.00	0.031	9.703	97969.00	0.000961	0.029
184	180.60	0.028	5.057	32616.36	0.000784	0.023
185	87.00	0.010	0.870	7569.00	0.000100	0.019
186	334.00	0.029	9.686	111556.00	0.000841	0.029
187	223.20	0.033	7.369	49862.89	0.001089	0.025
188	265.00	0.025	6.625	70225.00	0.000625	0.027
189	285.00	0.034	9.690	81225.00	0.001156	0.027
190	197.40	0.020	3.948	38966.76	0.000400	0.024
191	160.35	0.012	1.924	25712.12	0.000144	0.022
192	228.65	0.020	4.573	52280.82	0.000400	0.025
193	202.65	0.015	3.040	41067.02	0.000225	0.024
194	214.00	0.020	4.280	45796.00	0.000400	0.024
195	257.00	0.050	12.850	66049.00	0.002500	0.026
196	180.00	0.050	9.000	32400.00	0.002500	0.023
197	254.00	0.030	7.620	64516.00	0.000900	0.026
198	246.00	0.020	4.920	60516.00	0.000400	0.026
199	294.00	0.016	4.704	86436.00	0.000256	0.028
200	190.00	0.030	5.700	36100.00	0.000900	0.023
201	73.00	0.013	0.949	5329.00	0.000169	0.019
202	387.00	0.018	6.966	149769.00	0.000324	0.032
203	357.00	0.055	19.635	127449.00	0.003025	0.030
204	230.00	0.010	2.300	52900.00	0.000100	0.025
205	160.00	0.048	7.200	25600.00	0.002025	0.022
206	290.00	0.050	14.500	84100.00	0.002500	0.028
207	288.00	0.060	14.400	82944.00	0.002500	0.027
208	194.00	0.025	4.850	37636.00	0.000625	0.024
209	667.00	0.020	13.340	444889.00	0.000400	0.043
210	80.70	0.029	2.340	6512.49	0.000841	0.019
211	59.70	0.020	1.194	3564.09	0.000400	0.018
212	82.40	0.018	1.483	6789.76	0.000324	0.019
42864.43	5.0838	1114.927	10797148.96	0.181167		

$$m = 0.000040$$

$$b = 0.015706$$

CURVA DE PREDICION.

No	X	Y	Y = mX + b	raiz	compl.	y'	-y'
	W (%)	GAMA r					
1	125.00	0.009	0.021	0.5037	0.0187	0.039	0.002
2	154.70	0.014	0.022	0.5028	0.0187	0.041	0.003
3	278.25	0.017	0.027	0.5038	0.0187	0.046	0.009
4	270.00	0.012	0.027	0.5035	0.0187	0.046	0.008
5	60.90	0.005	0.018	0.5069	0.0188	0.037	-0.001
6	290.00	0.018	0.028	0.5043	0.0187	0.046	0.009
7	204.90	0.009	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
8	159.20	0.023	0.022	0.5028	0.0186	0.041	0.003
9	160.00	0.01	0.022	0.5027	0.0186	0.041	0.004
10	200.00	0.021	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
11	231.56	0.016	0.025	0.5026	0.0186	0.044	0.007
12	294.00	0.018	0.028	0.5044	0.0187	0.047	0.009
13	300.00	0.024	0.028	0.5047	0.0187	0.047	0.009
14	218.90	0.017	0.025	0.5024	0.0186	0.043	0.006
15	274.09	0.027	0.027	0.5036	0.0187	0.046	0.008
16	250.00	0.015	0.026	0.5029	0.0187	0.045	0.007
17	230.00	0.008	0.025	0.5026	0.0186	0.044	0.007
18	221.40	0.012	0.025	0.5025	0.0186	0.043	0.006
19	200.00	0.043	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
20	140.00	0.019	0.021	0.5032	0.0187	0.040	0.003
21	230.70	0.038	0.025	0.5026	0.0186	0.044	0.007
22	222.70	0.035	0.025	0.5025	0.0186	0.044	0.006
23	200.00	0.018	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
24	220.00	0.025	0.025	0.5025	0.0186	0.043	0.006
25	200.00	0.018	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
26	98.40	0.02	0.020	0.5048	0.0187	0.038	0.001
27	205.50	0.02	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
28	330.88	0.01	0.030	0.5064	0.0188	0.048	0.011
29	64.30	0.01	0.018	0.5067	0.0188	0.037	-0.001
30	100.00	0.024	0.020	0.5047	0.0187	0.038	0.001
31	109.60	0.004	0.020	0.5043	0.0187	0.039	0.001
32	111.40	0.042	0.020	0.5042	0.0187	0.039	0.001
33	216.49	0.024	0.025	0.5024	0.0186	0.043	0.006
34	251.83	0.013	0.026	0.5030	0.0187	0.045	0.007
35	200.00	0.012	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
36	110.24	0.015	0.020	0.5043	0.0187	0.039	0.001
37	201.43	0.019	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
38	174.72	0.019	0.023	0.5025	0.0186	0.041	0.004
39	66.15	0.007	0.018	0.5066	0.0188	0.037	-0.001
40	30.03	0.013	0.017	0.5091	0.0189	0.035	-0.002
41	30.31	0.002	0.017	0.5091	0.0189	0.035	-0.002
42	68.00	0.017	0.018	0.5065	0.0188	0.037	-0.001
43	120.90	0.009	0.020	0.5038	0.0187	0.039	0.002
44	79.36	0.008	0.019	0.5058	0.0188	0.037	0.000
45	102.04	0.009	0.020	0.5046	0.0187	0.038	0.001

CURVA DE PREDICCIÓN.

No	X VI (%)	Y GAMA r	$Y = mX - b$	raiz	compl.	y	-y
46	196.91	0.021	0.024	0.5024	0.0186	0.042	0.005
47	64.05	0.019	0.018	0.5067	0.0188	0.037	-0.001
48	93.73	0.003	0.019	0.5050	0.0187	0.038	0.001
49	175.00	0.014	0.023	0.5025	0.0186	0.041	0.004
50	66.50	0.012	0.018	0.5065	0.0188	0.037	-0.001
51	38.40	0.005	0.017	0.5085	0.0189	0.036	-0.002
52	121.99	0.009	0.021	0.5038	0.0187	0.039	0.002
53	70.75	0.006	0.018	0.5063	0.0188	0.037	0.000
54	125.10	0.01	0.021	0.5037	0.0187	0.039	0.002
55	98.90	0.008	0.020	0.5048	0.0187	0.038	0.001
56	126.10	0.01	0.021	0.5036	0.0187	0.039	0.002
57	98.90	0.003	0.020	0.5048	0.0187	0.038	0.001
58	120.70	0.025	0.020	0.5038	0.0187	0.039	0.002
59	283.37	0.006	0.027	0.5040	0.0187	0.046	0.009
60	170.45	0.014	0.023	0.5026	0.0186	0.041	0.004
61	87.40	0.01	0.019	0.5053	0.0187	0.038	0.000
62	240.00	0.015	0.026	0.5027	0.0186	0.044	0.007
63	265.80	0.016	0.027	0.5034	0.0187	0.045	0.008
64	109.19	0.047	0.020	0.5043	0.0187	0.039	0.001
65	326.70	0.021	0.029	0.5061	0.0188	0.048	0.011
66	139.50	0.01	0.021	0.5032	0.0187	0.040	0.003
67	136.00	0.054	0.021	0.5033	0.0187	0.040	0.002
68	334.45	0.047	0.030	0.5066	0.0188	0.048	0.011
69	286.24	0.006	0.028	0.5041	0.0187	0.046	0.009
70	230.20	0.041	0.025	0.5026	0.0186	0.044	0.007
71	213.17	0.028	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.006
72	249.73	0.004	0.026	0.5029	0.0187	0.045	0.007
73	250.00	0.028	0.026	0.5029	0.0187	0.045	0.007
74	200.00	0.018	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
75	210.00	0.018	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.006
76	387.00	0.086	0.032	0.5105	0.0189	0.051	0.013
77	387.05	0.039	0.031	0.5081	0.0188	0.049	0.012
78	214.00	0.03	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.006
79	257.00	0.036	0.026	0.5031	0.0187	0.045	0.008
80	357.00	0.034	0.031	0.5081	0.0188	0.049	0.012
81	230.00	0.011	0.025	0.5026	0.0186	0.044	0.007
82	160.00	0.034	0.022	0.5027	0.0186	0.041	0.004
83	254.00	0.032	0.026	0.5030	0.0187	0.045	0.008
84	290.00	0.027	0.028	0.5043	0.0187	0.046	0.009
85	246.00	0.027	0.026	0.5029	0.0187	0.045	0.007
86	246.00	0.022	0.026	0.5029	0.0187	0.045	0.007
87	384.00	0.037	0.028	0.5044	0.0187	0.047	0.008
88	288.00	0.04	0.028	0.5042	0.0187	0.048	0.009
89	294.00	0.017	0.028	0.5044	0.0187	0.047	0.009
90	66.00	0.013	0.018	0.5066	0.0188	0.037	-0.001

TABLA III.2 2/5

CURVA DE PREDICION.

No	X	Y	$Y = mx - b$	raiz	compl.	y	-y
91	73.00	0.013	0.018	0.5062	0.0188	0.037	0.000
92	194.00	0.029	0.024	0.5024	0.0186	0.042	0.005
93	200.00	0.03	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
94	190.00	0.04	0.023	0.5024	0.0186	0.042	0.005
95	313.05	0.082	0.029	0.5053	0.0187	0.047	0.010
96	272.00	0.034	0.027	0.5036	0.0187	0.046	0.008
97	180.60	0.013	0.023	0.5024	0.0186	0.042	0.004
98	87.55	0.013	0.019	0.5053	0.0187	0.038	0.000
99	290.20	0.04	0.028	0.5043	0.0187	0.046	0.009
100	334.50	0.027	0.030	0.5066	0.0188	0.048	0.011
101	223.35	0.026	0.025	0.5025	0.0186	0.044	0.006
102	265.00	0.028	0.027	0.5033	0.0187	0.045	0.008
103	288.85	0.022	0.028	0.5041	0.0187	0.046	0.009
104	197.40	0.014	0.024	0.5024	0.0186	0.042	0.005
105	160.35	0.028	0.022	0.5027	0.0186	0.041	0.004
106	290.25	0.004	0.028	0.5043	0.0187	0.046	0.009
107	228.65	0.025	0.025	0.5025	0.0186	0.044	0.006
108	202.65	0.016	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
109	39.20	0.026	0.017	0.5084	0.0189	0.036	-0.002
110	36.75	0.01	0.017	0.5086	0.0189	0.036	-0.002
111	44.65	0.013	0.017	0.5080	0.0188	0.036	-0.002
112	16.20	0.008	0.016	0.5103	0.0189	0.035	-0.003
113	60.00	0.054	0.018	0.5070	0.0188	0.037	-0.001
114	40.00	0.017	0.017	0.5084	0.0189	0.036	-0.002
115	50.00	0.019	0.017	0.5076	0.0188	0.036	-0.001
116	89.60	0.002	0.019	0.5052	0.0187	0.038	0.000
117	90.20	0.072	0.019	0.5052	0.0187	0.038	0.000
118	271.50	0.057	0.027	0.5036	0.0187	0.046	0.008
119	275.30	0.072	0.027	0.5037	0.0187	0.046	0.008
120	235.00	0.075	0.025	0.5026	0.0186	0.044	0.007
121	137.10	0.014	0.021	0.5033	0.0187	0.040	0.003
122	105.75	0.024	0.020	0.5048	0.0187	0.039	0.001
123	118.00	0.128	0.020	0.5039	0.0187	0.039	0.002
124	124.75	0.013	0.021	0.5037	0.0187	0.039	0.002
125	123.75	0.018	0.021	0.5037	0.0187	0.039	0.002
126	103.00	0.016	0.020	0.5046	0.0187	0.038	0.001
127	72.30	0.016	0.018	0.5062	0.0188	0.037	0.000
128	82.40	0.026	0.019	0.5056	0.0188	0.038	0.000
129	45.20	0.008	0.017	0.5080	0.0188	0.036	-0.002
130	45.20	0.015	0.017	0.5080	0.0188	0.036	-0.002
131	168.80	0.02	0.023	0.5026	0.0186	0.041	0.004
132	351.60	0.02	0.030	0.5077	0.0188	0.049	0.012
133	416.80	0.019	0.033	0.5134	0.0190	0.052	0.014
134	185.00	0.013	0.023	0.5024	0.0186	0.042	0.005
135	337.20	0.009	0.030	0.5068	0.0188	0.049	0.011

TABLA III.2 3/5

CURVA DE PREDICCIÓN.

No	X	Y	Y = mX - b	raiz	compi.	y	-y
136	329.00	0.058	0.029	0.5062	0.0188	0.048	0.011
137	337.20	0.002	0.030	0.5068	0.0188	0.049	0.011
138	273.00	0.037	0.027	0.5036	0.0187	0.046	0.008
139	144.20	0.01	0.021	0.5031	0.0187	0.040	0.003
140	173.90	0.018	0.023	0.5025	0.0186	0.041	0.004
141	173.90	0.041	0.023	0.5025	0.0186	0.041	0.004
142	235.00	0.044	0.025	0.5026	0.0186	0.044	0.007
143	276.05	0.007	0.027	0.5037	0.0187	0.046	0.008
144	276.05	0.008	0.027	0.5037	0.0187	0.046	0.008
145	144.90	0.009	0.022	0.5031	0.0187	0.040	0.003
146	156.00	0.038	0.022	0.5028	0.0187	0.041	0.003
147	253.00	0.022	0.026	0.5030	0.0187	0.045	0.008
148	312.00	0.012	0.029	0.5053	0.0187	0.047	0.010
149	59.70	0.008	0.018	0.5070	0.0188	0.037	-0.001
150	59.70	0.019	0.018	0.5070	0.0188	0.037	-0.001
151	67.70	0.036	0.018	0.5065	0.0188	0.037	-0.001
152	81.10	0.03	0.019	0.5057	0.0188	0.038	0.000
153	176.00	0.017	0.023	0.5025	0.0186	0.041	0.004
154	186.00	0.021	0.023	0.5024	0.0186	0.042	0.005
155	250.00	0.039	0.026	0.5029	0.0187	0.045	0.007
156	280.00	0.022	0.027	0.5039	0.0187	0.046	0.009
157	307.00	0.048	0.028	0.5050	0.0187	0.047	0.010
158	78.30	0.021	0.019	0.5058	0.0188	0.037	0.000
159	263.00	0.045	0.027	0.5033	0.0187	0.045	0.008
160	215.00	0.015	0.025	0.5024	0.0186	0.043	0.006
161	294.00	0.021	0.028	0.5044	0.0187	0.047	0.009
162	189.00	0.025	0.023	0.5024	0.0186	0.042	0.005
163	267.00	0.018	0.027	0.5034	0.0187	0.045	0.008
164	150.00	0.03	0.022	0.5029	0.0187	0.040	0.003
165	214.17	0.04	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.006
166	277.00	0.025	0.027	0.5037	0.0187	0.046	0.009
167	298.00	0.04	0.028	0.5046	0.0187	0.047	0.009
168	93.00	0.03	0.019	0.5051	0.0187	0.038	0.001
169	370.00	0.022	0.031	0.5091	0.0189	0.050	0.012
170	280.00	0.03	0.027	0.5039	0.0187	0.046	0.009
171	330.00	0.025	0.029	0.5063	0.0188	0.048	0.011
172	377.00	0.02	0.032	0.5097	0.0189	0.050	0.013
173	423.00	0.027	0.033	0.5140	0.0191	0.053	0.014
174	219.00	0.025	0.025	0.5024	0.0186	0.043	0.006
175	416.00	0.021	0.033	0.5133	0.0190	0.052	0.014
176	337.00	0.027	0.030	0.5067	0.0188	0.049	0.011
177	236.00	0.04	0.028	0.5025	0.0186	0.044	0.006
178	380.00	0.045	0.032	0.5079	0.0189	0.051	0.013
179	363.00	0.013	0.031	0.5086	0.0189	0.050	0.012
180	79.40	0.007	0.019	0.5058	0.0188	0.037	0.000

CURVA DE PREDICION.

No	X W (%)	Y GAMA r	$Y = mx - b$	raiz	compl.	\bar{y}	$-\bar{y}$
181	191.60	0.011	0.024	0.5024	0.0186	0.042	0.005
182	272.00	0.038	0.027	0.5036	0.0187	0.046	0.008
183	313.00	0.031	0.029	0.5053	0.0187	0.047	0.010
184	180.60	0.028	0.025	0.5024	0.0186	0.042	0.004
185	97.00	0.01	0.019	0.5054	0.0187	0.038	0.000
186	334.00	0.029	0.030	0.5066	0.0188	0.048	0.011
187	223.30	0.033	0.025	0.5025	0.0186	0.044	0.006
188	265.00	0.025	0.027	0.5033	0.0187	0.045	0.008
189	285.00	0.034	0.028	0.5040	0.0187	0.046	0.009
190	197.40	0.02	0.024	0.5024	0.0186	0.042	0.005
191	160.35	0.012	0.022	0.5027	0.0186	0.041	0.004
192	228.65	0.092	0.025	0.5025	0.0186	0.044	0.006
193	202.65	0.015	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.005
194	214.00	0.02	0.024	0.5024	0.0186	0.043	0.006
195	257.00	0.05	0.026	0.5031	0.0187	0.045	0.008
196	180.00	0.056	0.023	0.5025	0.0186	0.042	0.004
197	254.00	0.03	0.026	0.5030	0.0187	0.045	0.008
198	246.00	0.022	0.026	0.5029	0.0187	0.045	0.007
199	294.00	0.016	0.028	0.5044	0.0187	0.047	0.009
200	190.00	0.03	0.023	0.5024	0.0186	0.042	0.005
201	73.00	0.013	0.018	0.5062	0.0188	0.037	0.000
202	387.00	0.018	0.032	0.5105	0.0189	0.051	0.013
203	357.00	0.055	0.031	0.5081	0.0188	0.049	0.012
204	230.00	0.01	0.025	0.5026	0.0186	0.044	0.007
205	160.00	0.045	0.022	0.5027	0.0186	0.041	0.004
206	290.00	0.05	0.028	0.5043	0.0187	0.046	0.009
207	288.00	0.05	0.028	0.5042	0.0187	0.046	0.009
208	194.00	0.025	0.024	0.5024	0.0186	0.042	0.005
209	667.00	0.02	0.044	0.5535	0.0205	0.064	0.023
210	80.70	0.029	0.019	0.5057	0.0188	0.038	0.000
211	59.70	0.02	0.018	0.5070	0.0188	0.037	-0.001
212	82.40	0.018	0.019	0.5056	0.0188	0.038	0.000

TABLA III.2 5/5

TABLA IV.1

RESULTADOS DE LAS CURVAS DE COMPRESIBILIDAD.

PROF. (m)	W (%)	γ_r (kg/m ³)	σ_o (kg/cm ²)	σ_p (kg/cm ²)
2.1	89.6	1.30	2.73	2.30
4.2	164.4	1.30	3.51	2.00
6.9	90.2	1.42	4.64	0.50
9.6	133.1	1.42	5.78	0.63
12.0	272.5	1.14	6.11	1.60
14.4	235.0	1.14	6.45	1.10
16.5	123.6	1.28	7.04	1.70
18.6	275.3	1.28	8.06	0.80

TABLA IV.2

CALCULO DE LAS CONDICIONES INICIALES.

NAF. = 2.25 m

PROF. MEDIA (m)	γm (t/m^3)	σ_T (t/m^2)	U (t/m^2)	σ_o (t/m^2)	$\Delta\sigma$ (kg/cm^2)
0.0	0.0	0.000	0.00	0.000	2.500
2.1	1.48	3.108	0.00	3.108	2.467
6.9	1.20	9.456	4.65	4.806	2.074
12.0	1.16	15.480	9.75	5.730	1.475
17.7	1.18	22.158	15.45	6.708	0.970

TABLA IV.3

VALORES DEL ASENTAMIENTO CALCULADOS MEDIANTE EL METODO TRADICIONAL.

$$\Delta H = mv \cdot H \cdot Ln \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0}$$

$$W = 2.5 \text{ t/m}^2$$

H (m)	PROF MEDIA (m)	σ_0 (kg/cm ²)	e_0	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	$\sigma_0 + \Delta\sigma$ (kg/cm ²)	e_r	Δe	mv (cm ² /kg)	ΔH (m)
4.2	2.1	3.108	3.30	2.475	5.583	3.16	0.14	0.013	0.032
5.4	6.9	4.806	2.85	2.253	7.059	2.70	0.15	0.017	0.035
4.8	12.0	5.730	3.87	1.881	7.611	3.70	0.17	0.019	0.026
6.6	17.7	6.708	3.30	1.468	8.176	3.10	0.20	0.032	0.042

ASENTAMIENTO TOTAL = 0.135 m

TABLA IV. 4

VALORES DEL ASENTAMIENTO CALCULADOS MEDIANTE EL METODO PROPUESTO.

$$\Delta H = \gamma r * H * \text{Ln} \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0}$$

H (m)	PROF. MEDIA (m)	W (t)	γr	σ_0 (kg/cm ²)	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	$\sigma_0 + \Delta\sigma$ (kg/cm ²)	ΔH (m)
4.2	2.1	90.2	0.019	3.108	2.475	5.583	0.047
5.4	6.9	134.0	0.021	4.806	2.253	7.059	0.043
4.8	12.0	235.0	0.025	5.730	1.881	7.611	0.034
6.6	17.7	275.3	0.027	6.708	1.468	8.176	0.035

ASENTAMIENTO TOTAL = 0.159 m

BIBLIOGRAFIA.

1. Mecánica de Suelos. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo E. Rico Rodríguez.
2. Mecánica de Suelos. Tomo II. Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo E. Rico Rodríguez.
3. Revista de Ingeniería Vol. XLVI. Facultad de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México. 1976.
4. Manual de Diseño Geotécnico. Vol. 1. Estudios Geotécnicos. Enrique Tamez. Enrique Santoyo. Federico Moosre. Carlos E. Gutiérrez. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. 1987.
5. El Subsuelo de la Ciudad de México. Instituto de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México. 1959. Marsal, R.J.. Mazari, M.
6. The Colloidal Activity of Clays. 3^{er} Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Vol. VIII. 1929. Skempton. A.W.
7. Foundation Conditions in Mexico City J.A. 1^{er} Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Vol. III Cambridge, Mass. 1936.

8. Consolidation of Mexico Volcanic Clay. Conference of Soil Mechanics Purposes ASTM. Special Technical Publication No. 232. 1957. Zeevaert, L.
9. Clasificación and Identification of Soils. American Society of Civil Engineers. Trans. Vol. 113. 1948. Casagrande, A.
10. The use of the Unified Soil Classification System by the Bureau of Reclamation. Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol I. Londres, 1957. Wagner, A.
11. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. 1955. Terzaghi K. R. B.
12. Fundamentals of Soil Mechanics 1956. Taylor, D.W. John Wiley and Sons Inc.
13. Theoretical Soil Mechanics. 1956. Terzaghi, K. John Wiley and Sons Inc.
14. Mecánica del Suelo. 1954. Jiménez, J.A. Salas.
15. Some Mechanical correlation in the valley of Mexico City. XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1985. Rico, A. J. L. León, E. Juárez y J. M. Orozco.
16. Traité de Mécanique des Sols. Gauthier. Villars. 1956. A. Caquot y J. Kerisel.

17. Mécanique de Sol et Foundations. 1952. J. Verdeyen.
18. Review of the Theories for Sand Drains. Transs of the Am. Soc. of. Civ. Eng. Vol. 124. 1959. Sand Drains F.E. Richart Jr.
19. Soil Testing for Engineers. 1958. T.w. Lambe John Wiley and Sons Inc.
20. Laboratory testing in Soli Engineering. 1957. TNW Akroyd GT Foulis and Co.
21. Mecánica de Suelos. Instructivo para ensayes de suelos. Secretaria de recursos Hidráulicos. México, 1954.

TEMARIO GENERAL.

CAPITULO I. RESUMEN.....	2
CAPITULO II. INTRODUCCION.	
II.1 ORIGEN DE LOS SUELOS.	
II.1.1 CONSTITUCION DEL GLOBO TERRESTRE.....	5
II.1.2 FORMACION DE LOS SUELOS.....	6
II.1.3 AGENTES GENERADORES DE LOS SUELOS.....	6
II.2 PRINCIPALES CARACTERISTICAS DEL VALLE DE MEXICO.	
II.2.1 MARCO GEOLOGICO.....	10
II.2.2 MARCO PALEOCLIMATICO.....	11
II.2.3 ORIGEN VOLCANICO DE LOS SUELOS.....	12
II.2.4 ZONIFICACION Y ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO.....	13
II.3 ARCILLAS.....	20
II.3.1 MINERALES CONSTITUTIVOS DE LAS ARCILLAS.....	21
II.4 PLASTICIDAD.	
II.4.1 FASES DEL SUELO.....	22
II.4.2 CONTENIDO DE AGUA DE UN SUELO.....	22

II.4.3 DEFINICION DE PLASTICIDAD.....	23
II.4.4 LIMITES DE CONSISTENCIA.....	26
II.5 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS.	
II.5.1 RELACION ESFUERZO-DEFORMACION.....	31
II.5.2 TEORIA DE BOUSSINESQ.....	34
II.5.3 FORMULA DE BOUSSINESQ PARA CONDICIONES DE CARGAS COMUNES.	
II.5.3.1 Esfuerzo que causa al suelo una carga vertical.....	35
II.5.3.2 Esfuerzo en el suelo debido a una carga distribuida linealmente uniforme en la longitud Y , con P unidades de carga por unidad de longitud.....	36
II.5.3.3 Esfuerzo bajo una superficie rectangular uniformemente cargada, con W unidades de carga por unidad de área.....	37
II.5.3.4 Cálculo de esfuerzos a lo largo de una carga normal que pasa por el centro de un área circular uniformemente cargada, con una presión uniforme W	39
II.5.4 CARTA DE NEWMARK.....	40
II.5.5 TEORIA DE FRÖLICH.....	42

II.6 ASENTAMIENTOS.....	44
II.6.1 PROCESO DE CONSOLIDACION PRIMARIA DE LAS ARCILLAS.....	48
II.6.2 PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL.....	49
II.6.3 COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS.....	52
II.6.4 SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS.....	53
II.6.5 SUELOS PRECONSOLIDADOS.....	54
II.6.6 COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS SENSIBLES.....	55
II.6.7 COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS COLAPSABLES.....	57
II.6.8 COMPRESIBILIDAD EN ARENAS.....	58
II.6.9 INDICE DE COMPRESIBILIDAD C_c	59
II.6.10 CALCULO DE ASENTAMIENTOS.....	59
CAPITULO III. ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS.....	63
CAPITULO IV. EJEMPLO COMPARATIVO.	
IV.1 INTRODUCCION.....	79
IV.2 ANTECEDENTES.....	80
IV.3 CALCULO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES MEDIANTE EL METODO TRADICIONAL.	
IV.3.1 CALCULO DE LAS PRESIONES TOTALES, HIDROSTATICA Y EFECTIVAS.....	82
IV.3.2 ESTIMACION DE LA PRESION INDUCIDA POR LA SOBRECARGA.....	83

IV.3 Cálculo de los asentamientos diferidos.....	84
IV.4 CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS DIFERIDOS MEDIANTE EL METODO PROPUESTO.....	84
CAPITULO V. CONCLUSIONES.....	86
ANEXO 1. PROGRAMA DE COMPUTADORA.	
ANEXO 2. FIGURAS.	
ANEXO 3. TABLAS.	
BIBLIOGRAFIA.	
INDICE GENERAL.	