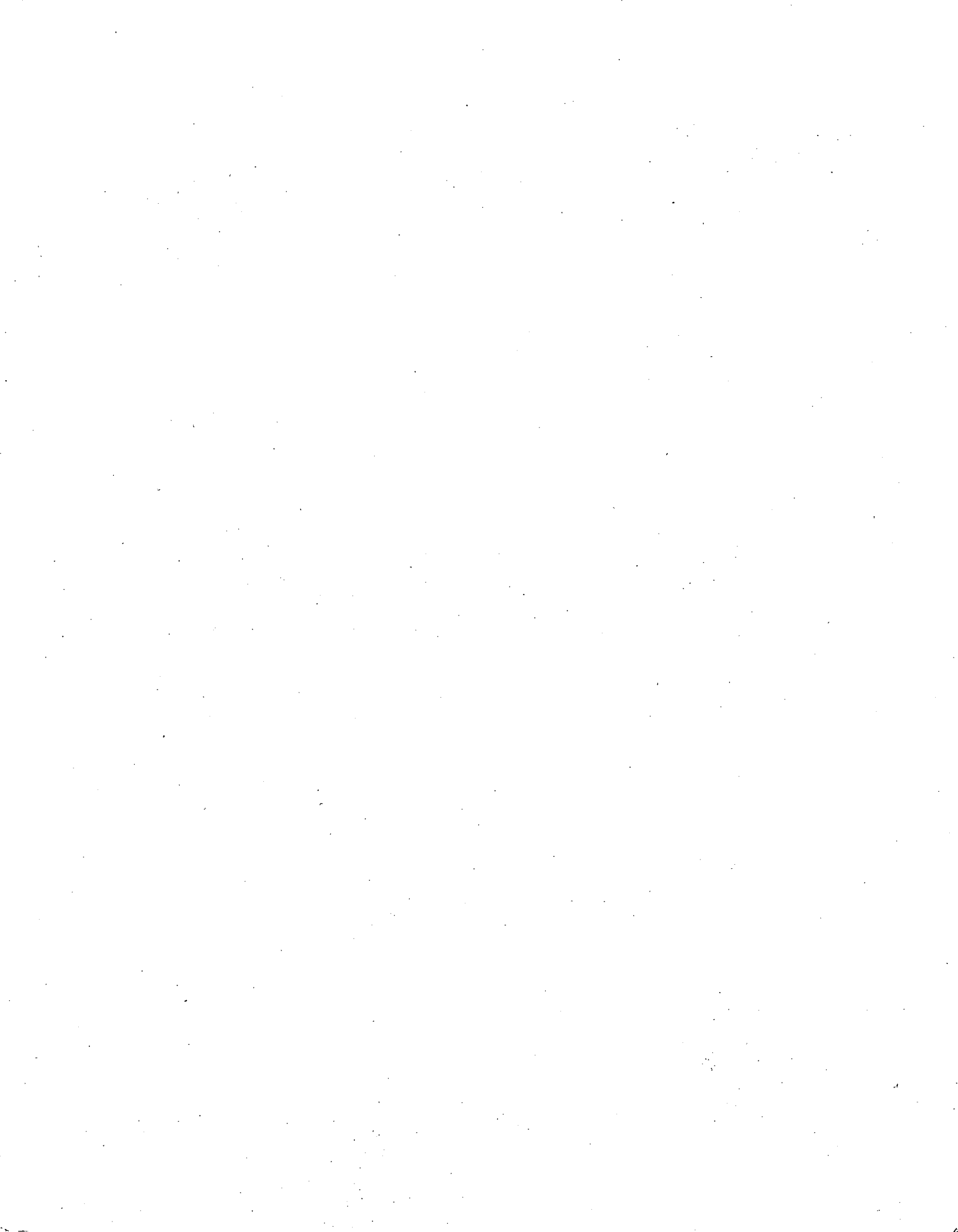


PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPER FICIALES

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Nov. 3	18 a 20 h	Clasificación de Cimentaciones	Ing. Alfonso Rico Rodríguez
	20 a 21 h	Objetivo del Curso	Ing. Juan Jacobo Schmitter
Nov. 4	8 a 14 h	Estudios Previos Geológicos y Geotécnicos	Ing. Gabriel García Altamirano
Nov. 10	18 a 21 h	Capacidad de Carga en Zapatas, Losas y Cajones	Ing. José Antonio Mendoza Márquez
Nov. 11	8 a 11 a.m.	" " " " " " " " "	" " " "
Nov. 11	11 a 14 h	Análisis de Movimientos, Asentamientos, Expansiones y Colapsos.	Ing. Armando Rodríguez Rascón
No habrá clase los días 17 y 18 de noviembre.			
Nov. 24	18 a 21 h	Análisis de Movimientos, Asentamientos, Expansiones y Colapsos.	Ing. Armando Rodríguez Rascón
Nov. 25	8 a 14 h	Diseño Estructural de Zapatas, Losas t Cajones.	Ing. Raúl Granados
Dic. 1º	18 a 21 h	Procedimientos de Construcción. Tablastacado Sistemas de Bombeo Anclaje y Troquelamiento y Muros Colados en Situ	Ing. Luis Bernardo Rodríguez González
Dic. 2	8 a 11 a.m.	" " " " " " " " "	" " " "
Dic. 2	11 a 14 h	Taller para Solución de Ejemplos y Análisis Económico.	Ing. Juan Jacobo Schmitter



DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO:

PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

(PUEBLA, PUE . 1978).

ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO
COORDINADOR DE MATEMATICAS
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.
MEXICO 20, D.F.
TEL. 548.67.55

ING. RAUL GRANADOS GRANADOS
Socio
COLINAS DE BUEN S.A.
V. M. ALEMAN NO. 190
COL. NARVARTE
MEXICO 12, D.F.
TEL. 538.05.44

ING. JOSE ANTONIO MENDOZA MARQUEZ
SUPERVISOR DE ESTUDIOS GEOTECNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
S. A. H. O. P.
XOLA Y AVENIDA UNIVERSIDAD
MEXICO 12, D.F.
TEL. 530.46.77

ING. ARMANDO RAMIREZ RASCON
OFICINA DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES
C. F. E.
AUGUSTO RODIN NO. 265
COL. NOCHEBUENA
MEXICO 19, DF.
TEL. 563.37.00

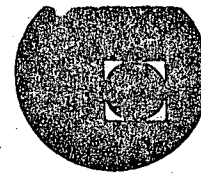
ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ
JEFE DEL DEPTO. DE GEOTECNIA
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
S. A. H. O. P.
XOLA Y AVE. UNIVERSIDAD
MEXICO 12, D.F.
TEL. 519.51.65

ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ GONZALEZ
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE MECANICA DE SUELOS
INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO S.A.
CALZADA LEGARIA NO. 252
MEXICO 17, D.F.
TEL. 399.48.87

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER
SUPERINTENDENTE TECNICO
TUNEL S.A.
INSURGENTES NTE. ESQ. STRAUU
MEXICO 14, D.F.
TEL. 549.26.57 Ext. 222



centro de educacion continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



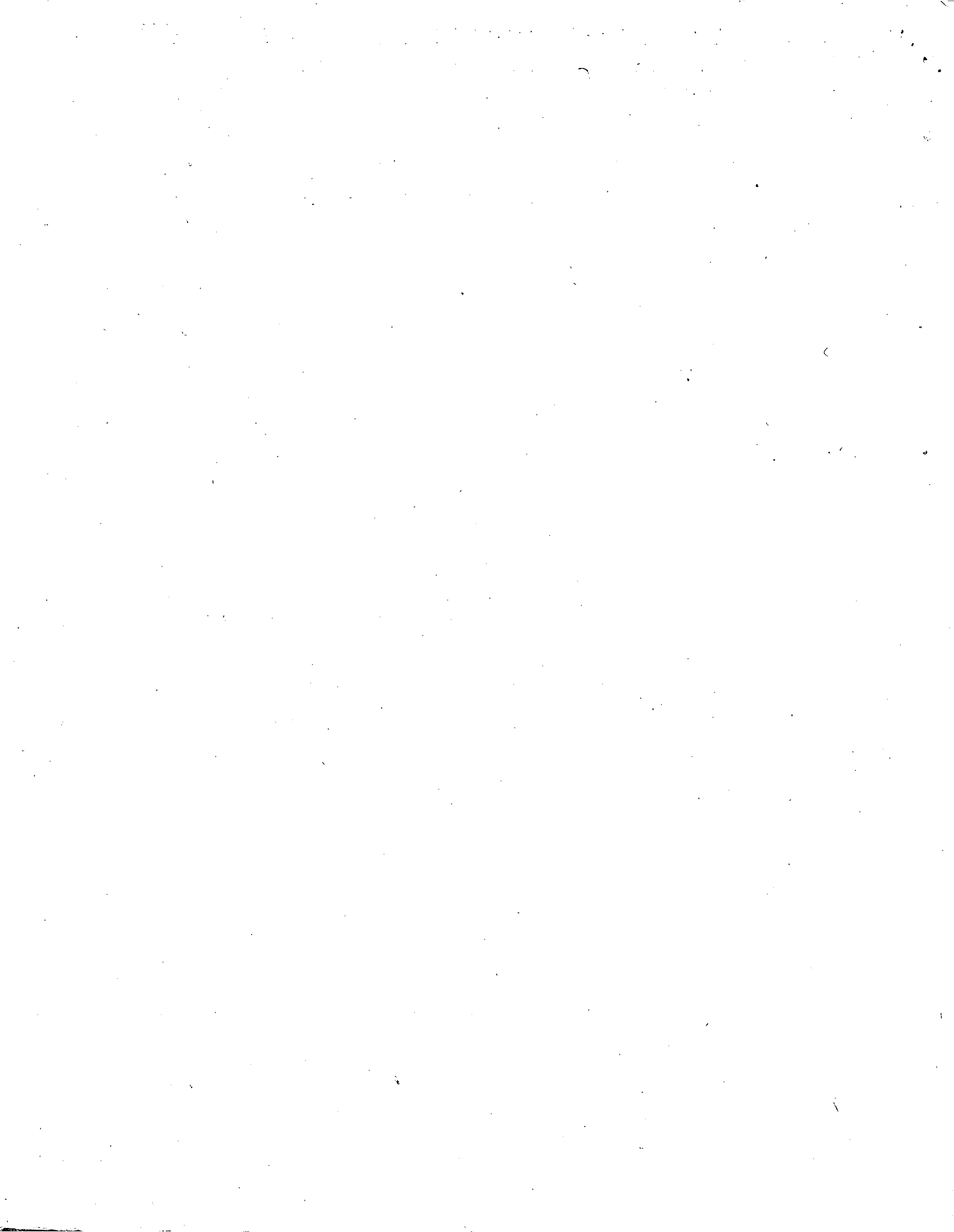
PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE SUELOS
Y ROCAS

NOTAS TOMADAS DEL LIBRO "LA INGENIERIA DE SUELOS
EN LAS VIAS TERRESTRES". PAGINAS 17 A LA 92. LIBRO
EDITADO POR LIMUSA, S.A. EN 1974.

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ

Noviembre, 1978.



Breves nociones de mecánica de suelos

I-1 INTRODUCCION

Para los fines de este libro se entiende por "Vías terrestres" las carreteras, los ferrocarriles y las aeropistas, que constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de transportes. Dentro de la denominación deben caer tanto la más moderna autopista como el más modesto camino rural, y lo mismo la pista que dé servicio a aviones de retroimpulso en un gran aeropuerto que la sencilla pista destinada al tráfico de pequeñas avionetas.

Las vías terrestres así definidas se construyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra. Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de esta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiéndose por tal no sólo al suelo o roca que exista en el lugar, pasivamente considerado, sino a todo un conjunto de condiciones que comprenden desde la constitución mineralógica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado del agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comportamiento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al "uso de la tierra" en actividades que poco o nada tienen que ver con la tecnología de las vías terrestres, etc. Sin embargo, ha sido hasta épocas mucho más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo, y que aun utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o atmosféricos que se les dé.

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos, pero un uso selectivo, ju-

cioso y, en lo posible, "científico". Es sabido que la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente el aprender a manejar de la mejor manera posible, ingenierilmente hablando, los suelos y las rocas con que se construyen las vías terrestres. Estas ramas son la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas, estrechamente auxiliadas por la Geología aplicada. No es, pues, de extrañar, dejando a un lado aspectos de planeación y trazo y algunos de índole económica y social, que el proyecto y la construcción de las vías terrestres sean a fin de cuentas una cuestión de aplicación juiciosa de normas de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas.

Hoy, la Mecánica de Suelos y la de Rocas se han diversificado tanto, que constituyen dos ramas independientes, con metodología y objetivos propios, dentro del conjunto de las especialidades de la Ingeniería; aunque sus fronteras están estrechamente entrelazadas, tanto como lo están los suelos y las rocas, cuya distinción a menudo es muy difícil, la Mecánica de Suelos y la de Rocas forman cada vez más dos campos separados que exigen a sus respectivos especialistas toda su dedicación personal.

El presente libro trata de las aplicaciones que tiene la Mecánica de Suelos en el proyecto y en la construcción de las Vías Terrestres; la Mecánica de Rocas sólo interviene, cuando se traslapan los métodos de ambas disciplinas y las soluciones sean comunes o bien, cuando la diferenciación entre ellas sea prácticamente imposible.

La aplicación de la Mecánica de Suelos a un campo cualquiera exige un conocimiento previo de tal disciplina, que a propósito se ha considerado fuera de los alcances de este libro. Afortunadamente existen muchos, algunos muy buenos, con los que el lector podrá suplir esta deficiencia. Sin embargo, con fines de unificación de pensamiento y aun de nomenclatura, este primer capítulo está dedicado a la presentación de ideas básicas sobre Mecánica de Suelos, de las que después se hará intenso uso.

1.2 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS

Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales que no pueden ser olvidadas por quienes pretendan comprender su comportamiento ingenieril.

a) El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En general, en los valores de las propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.

b) La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo suelo en mayor o menor cantidad, puede, si hay la suficiente, tener "continuidad", en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados, sin intercomunicación; puede llenar todos los poros que dejan entre sí las partículas minerales y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por aire y agua y la sedimentación en esos dos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Es evidente que la estructuración y la "distribución interna" de las propiedades tienen que ser completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero, el ataque mecánico y la desintegración química tienden a producir un resultado final que en estructura y disposición recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depositados en aire o agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición, características y condiciones iniciales de la roca original.

Cabe aquí un comentario de carácter general que pocas veces se valora por completo en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. En una medida sin duda mayor que lo deseable, la Mecánica de Suelos actual se refiere sobre todo a los suelos transportados. Empezó por el interés que plantearon diversos problemas de índole general e importante, sobre todo del tipo de cimentaciones en ciudades grandes y con subsuelos particularmente difíciles; se desarrolló por las ideas que fueron surgiendo de los laboratorios y de las experiencias de campo de quienes afrontaban tales problemas. En general, tales ciudades catalizadoras del interés por la Mecánica de Suelos existen en valles o planicies de costa, en los que, por razón natural, los suelos son transportados y no residuales, más propios de zonas onduladas o montañosas. Como consecuencia, se estudiaron sobre todo suelos transportados y se fueron conociendo sus propiedades, que a menudo se confundieron con las propiedades de los suelos en general, aun cuando lógicamente las de los suelos residuales hayan de ser diferentes. En

el transcurso del tiempo, toda la metodología de trabajo de la Mecánica de Suelos, incluyendo los métodos de prueba e investigación en el laboratorio, que han jugado tan importante papel en el desenvolvimiento de la disciplina, fue mostrando una inclinación hacia los suelos transportados que fue dejando a los residuales relativamente marginados del progreso de la especialidad. Y si es cierto que los suelos transportados abundan en la naturaleza, sobre todo en zonas apropiadas para la deposición, geológicamente hablando, también es cierto que los suelos residuales no lo son menos y que en estructuras como las carreteras o los ferrocarriles deben aparecer con particular frecuencia. En los últimos años, esto lo entendieron claramente muchos investigadores, cuyo interés se refleja cada vez más en las publicaciones de obras especializadas que ya, con relativa frecuencia, tratan de suelos residuales; pero los autores de este libro se preguntan si en el momento presente basta tener "interés" por los suelos residuales, interés que se refleje en su estudio con las ideas teóricas a que se ha llegado estudiando suelos transportados y con la metodología de laboratorio que se ha desarrollado para estos suelos. Parece lógico pensar que no sean esenciales las diferencias en comportamiento entre los suelos residuales y transportados, pero también parece lógico sentir que tales diferencias justifiquen algunos cambios en las actitudes mentales ante los suelos residuales y en las metodologías experimentales, incluyendo diseño de pruebas y equipos.

El ingeniero que aplica Mecánica de Suelos a Vías Terrestres debe tener presentes las ideas anteriores, por lo menos como un motivo para ejercer crítica sobre las conclusiones a que lo lleve la Mecánica de Suelos actual, especialmente si trata con suelos residuales. Esta labor crítica permitirá, por otra parte, ir descubriendo deficiencias, diferencias y nuevos enfoques. Algunos países son particularmente pródigos en suelos residuales ligados a problemas constructivos en obras de ingeniería. La Unión Sudafricana, el Brasil y algunas zonas de los Estados Unidos han expresado ya con frecuencia su preocupación por la escasez de conocimiento enfocado específicamente a suelos residuales. En México también abundan. Seguramente su existencia será más común en regiones de clima tropical, en donde la actividad de la erosión y, sobre todo, el poder de las acciones químicas de aguas cargadas de agentes en solución, producto de una intensa vida vegetal, hacen que el efecto de descomposición y ataque "in situ" pueda ir siendo más rápido que la capacidad de transporte de los agentes naturales.

1.3 RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS DE LOS SUELOS

En los suelos se distinguen tres fases constituyentes: la sólida (partículas minerales), la líquida (generalmente agua) y la gaseosa (generalmente aire). Entre estas fases es preciso definir un conjunto de

relaciones que se refieren a sus pesos y volúmenes, las cuales sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para contar con conceptos mensurables, a través de cuya variación puedan seguirse los procesos ingenieriles que afecten a los suelos.

En la Fig. I-1 aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de interés.

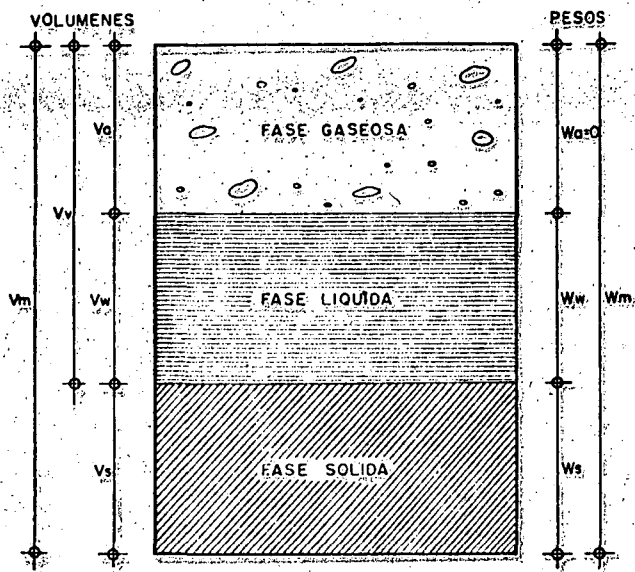


Figura I-1. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes se establecen a través del concepto de peso volumétrico, definido como la relación entre ambas cantidades. En la tecnología de las vías terrestres se usan los siguientes:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (1-1)$$

llamado el peso volumétrico de la masa;

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (1-2)$$

llamado el peso volumétrico de los sólidos. También se usa, sobre todo en cuestiones de compactación, el peso volumétrico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total del suelo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad (1-3)$$

Nótese que la expresión (1-3) puede ponerse:

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \frac{W_s}{V_m} \frac{W_m}{W_m} = \frac{W_m}{V_m} \frac{\gamma_m}{W_s} \\ &= \frac{\gamma_m}{1+w} \end{aligned} \quad (1-4)$$

La expresión (1-4) se usa en compactación de suelos.

Se emplea asimismo el peso específico de los sólidos del suelo, definido como:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad (1-5)$$

Las siguientes son también relaciones entre pesos y volúmenes que se utilizan mucho en las aplicaciones, por representar conceptos cuya variación sirve para describir fenómenos importantes y, por lo tanto, figuran muy frecuentemente en las fórmulas.

a) La relación de vacíos (e) es el cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1-6)$$

Teóricamente e puede variar de 0 a infinito (vacío perfecto), pero en la práctica sus límites están comprendidos entre 0.25 para arenas muy compactas con finos, y 15 para arcillas altamente estructuradas, muy compresible.

b) Se denomina grado de saturación a la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos de un suelo; matemáticamente:

$$G_w (\%) = 100 \frac{V_w}{V_v} \quad (1-7)$$

El grado de saturación varía de 0% en suelo seco a 100% en un suelo en el que todos los vacíos estuvieran llenos de agua, al que se llama suelo saturado.

c) Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida:

$$w (\%) = 100 \frac{W_w}{W_s} \quad (1-8)$$

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito, pero en la práctica es difícil encontrar valores superiores a 1,000%, que se han medido en arcillas procedentes del Sureste de México; la conocida arcilla del Valle de México suele tener contenidos de agua comprendidos entre 400% y 600%.

Los conceptos anteriores sirven para establecer algunas relaciones útiles que evitan la necesidad de medirlos todos en el laboratorio. Por ejemplo, en un

suelo totalmente saturado basta conocer dos conceptos independientes para, en función de ellos, poder establecer fórmulas para otros; en este caso, las fórmulas más usadas son:

$$e = w S_s \quad (1-9)$$

$$\gamma_m = \frac{S_s + e}{1 + e} \gamma_w = \frac{S_s (1 + w)}{1 + S_s w} \gamma_w \quad (1-10)$$

La deducción de estas fórmulas, así como de las que se mencionan a continuación, referentes a relaciones volumétricas y gravimétricas, puede verse en la Ref. 1.

En el caso de suelos parcialmente saturados (es decir, con parte de sus vacíos ocupada por aire) se precisan tres cantidades independientes para definir a otra dada. Las relaciones más usuales a que puede llegarse son:

$$e G_w = w S_s \quad (1-11)$$

$$\gamma_m = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_s \quad (1-12)$$

Atención especial debe darle al cálculo de los pesos volumétricos de los suelos situados bajo el nivel freático. En tal caso, el empuje hidrostático ejerce influencia en los pesos, de acuerdo con las leyes de la boyancia (Principio de Arquímedes). El peso específico relativo de la materia sólida sumergida vale:

$$S'_s = S_s - 1 \quad (1-13)$$

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

$$\gamma'_s = \gamma_s - 1 \quad (1-14)$$

Es decir, un metro cúbico de suelo sólido desaloja un metro cúbico de agua; luego sufre un empuje ascendente de 1 ton, que es el peso de dicho metro cúbico de agua.

Para el peso volumétrico de la masa del suelo se obtienen las fórmulas (Ref. 1)

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{1 + S_s w} \gamma_w \quad (1-15)$$

y

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma_d \quad (1-16)$$

1-4 CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURACIÓN DE LAS PARTICULAS MINERALES

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia primordial en su comportamiento mecánico. En los suelos gruesos la forma caracterís-

tica es la equidimensional, en la que las tres dimensiones de la partícula son comparables. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y sólo por excepción corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico; puesto que los agentes mecánicos en general no actúan con preferencia por ninguna dirección en especial, es natural que su producto final tienda a la forma esférica. Sin embargo, existen a veces efectos que representan alguna acción que se ejerce preferentemente en una dirección determinada; ejemplo de lo anterior son las formas redondeadas características de gravas y arenas que han sufrido el ataque de ríos o del mar.

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan notablemente sobre cualesquiera otras que pudieran ejercerse entre las partículas; por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos finos, producto en general del ataque químico de las aguas a las rocas o a otros suelos, la forma de los componentes tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla adoptan en general la forma laminar, en que dos dimensiones son incomparablemente más grandes que la tercera; como excepción, algunos minerales de arcilla poseen forma acicular, en la que una dimensión es mucho más grande que las otras dos.

Como consecuencia de la forma de sus minerales y de su tamaño, generalmente muy pequeño, en los suelos muy finos ejercen acción importantísima fuerzas de tipo diferente a las gravitacionales; ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso (superficie específica) alcanza valores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales. La estructura interna de las arcillas puede concebirse en forma elemental según las ideas que se exponen a continuación. En las referencias 3 y 4 podrán encontrarse algunos estudios que permitirán al lector ahondar un poco más en la cuestión fundamental de la físico-química de las arcillas, tema al que se concede cada día mayor importancia en la Mecánica de Suelos y que resulta de fundamental utilidad para explicar el comportamiento macroscópico de las formaciones terreas que el ingeniero encuentra en su actividad diaria.

La superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa, por lo menos en sus partes planas (por el contrario, parece haber evidencia de concentraciones de carga positiva en las aristas). La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así, la partícula atrae a los iones positivos del agua que la rodea (H⁺) y a cationes de diferentes elementos químicos existentes en la misma, tales como Na⁺, K⁺, Ca⁺⁺, Mg⁺⁺, Al⁺⁺⁺, Fe⁺⁺⁺, etc. Lo anterior conduce, en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de partículas

de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura (agua adsorbida); cuando la partícula atrae cationes de otros elementos químicos, éstos atraen a su vez a otras moléculas de agua orientadas, por lo que el espesor de la película de agua adsorbida por el cristal de arcilla es función no sólo de la naturaleza del mismo, sino también del tipo de los cationes atraídos.

Dada la superficie específica a veces enorme de los cristales de arcilla, las fuerzas eléctricas de superficie juegan un papel mucho más importante que la acción gravitacional.

Lo anterior se refleja, en primer lugar, en las formas estructurales que los suelos finos pueden adoptar cuando se depositan en un medio apropiado. Las estructuras sumamente abiertas, con gran predominio de vacíos de que después se hablará, sólo son concebibles si se toman en cuenta las ideas anteriores. Además, entre los cristales propiamente dichos del suelo fino, las capas de adsorción proporcionan un contacto *sui generis* que ayuda a entender y explicar propiedades macrofísicas familiares al ingeniero, tales como plasticidad o resistencia al esfuerzo cortante.

Las propiedades mecánicas de una arcilla podrán cambiar, por lo tanto, si se hacen variar los cationes contenidos en sus complejos de adsorción, de manera que variando éstos puedan tenerse propiedades mecánicas diferentes en la arcilla original. Por cierto, estas ideas abren posibilidades para el tratamiento físico-químico de muchos suelos a la escala ingenieril; desgraciadamente estos métodos no han sido suficientemente desarrollados en la práctica. En general, los cationes pueden disponerse según su efecto benéfico decreciente en la resistencia de las arcillas, de acuerdo con la lista: $(\text{NH}_4)^+$, H^+ , K^+ , Fe^{+++} , Al^{+++} , Mg^{++} , Ba^{++} , Ca^{++} , Na^+ , Li^+ .

En resumen, puede concluirse que es la forma de las partículas minerales que constituyen el suelo la que determina primordialmente la preponderancia de las fuerzas gravitacionales o de las electromagnéticas entre los cristales, de donde, a su vez, quedan determinadas la estructuración en general del suelo y la naturaleza del contacto entre las partículas individuales. En los suelos gruesos (forma equidimensional) se tiene área mínima cubriendo peso máximo de la partícula (recuérdese que se demuestra que la esfera es el área mínima que cubre un volumen dado); es, por tanto, natural que en estos suelos la actividad gravitacional sea claramente predominante. En suelos finos, las formas especiales de sus minerales causan que en las partículas haya un área muy grande coexistiendo con un peso relativamente muy pequeño; es sabido que la carga eléctrica neta del cristal se concentra en su superficie y depende de ella, por lo que es natural en estos cristales de los suelos finos que la actividad eléctrica de su superficie predomine por mucho sobre las fuerzas gravitacionales. Cuando las partículas son suficientemente pequeñas y los suelos se forman por deposición en un medio continuo, existen, como se verá más adelante,

otros efectos, tales como el movimiento Browniano, que contribuyen a minimizar el efecto natural de la gravedad terrestre.

Se denomina estructura de un suelo al arreglo o disposición que adopten sus partículas minerales. Es obvio que la estructuración que tenga un suelo dado juega un papel fundamental en su comportamiento, especialmente en lo que se refiere a resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

El problema de la estructuración de los suelos es netamente distinto en los suelos gruesos (de forma equidimensional) y en los finos (generalmente de forma laminar). En los primeros, la aglomeración de partículas se produce únicamente por acción gravitacional; los granos de arena o grava se disponen como las canicas dentro de una caja. El mecanismo de estructuración es fácil de concebir (no se olvide que el hombre vive en un mundo gravitacional, en que los mecanismos de tales fuerzas le resultan completamente familiares) y, dado el tamaño de los granos de que se habla, cualquier hipótesis de estructuración es inmediatamente verificable a simple vista.

Por el contrario, en los suelos finos, las fuerzas que definen la estructura son fundamentalmente de naturaleza electromagnética, mucho más difíciles de concebir y, además, existe la dificultad adicional de que cualquier hipótesis de estructuración que se haga no puede ser verificada a simple vista, dado el pequeño tamaño de los cristales, por lo que no es de extrañar que el problema de la estructuración de los suelos finos resulte difícil, controvertible y, en general, mucho más complicado que el de los suelos gruesos; los métodos de investigación de la estructura de los suelos finos, tales como el uso de microscopios electrónicos, difracción de ondas, etc., son todos de naturaleza indirecta y están sujetos a la interpretación del especialista, por lo que no resulta raro que existan muy variadas corrientes de pensamiento en torno a este problema.

La estructura típica de un suelo grueso (análoga a la de un agrupamiento de canicas en una caja) recibe el nombre de estructura simple, y su comportamiento mecánico queda fundamentalmente definido por la compactación. Terzaghi ha propuesto el concepto de compactación relativa para medir tal condición. La compactación relativa es determinable en laboratorio (referencia 5)

$$C_r = 100 \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad (1-17)$$

En donde:

$e_{\text{máx}}$ = relación de vacíos correspondientes al estado más suelto, obtenida vertiendo al material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior.

$e_{\text{mín}}$ = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo, obtenida al someter la

muestra del suelo grueso a un proceso de varillado por capas dentro de un recipiente.

e_{nat} = relación de vacíos del suelo en estado natural.

C_r se expresa usualmente como porcentaje. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y este valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc.

Aparte de la compactación, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compactación, la mayor angulosidad da más trabazón y, por lo tanto, mayor resistencia al esfuerzo cortante) y la orientación de sus partículas, lo que se admite que influye sobre todo en la permeabilidad.

Existen varias hipótesis sobre estructuración de los suelos finos. Terzaghi presentó originalmente las conocidas con los nombres de panaloide y floculenta (referencia 6) que se muestran en las figuras I-2 y I-3.

La estructura panaloide se considera típica de granos de 0.02 mm o algo menores que se depositan en agua o aire; las fuerzas gravitacionales ejercen un cierto efecto, pero las fuerzas eléctricas son de magnitud comparable.

La estructura floculenta se consideró típica de partículas de tamaño mucho menor, que por sí solas ya no se sedimentarían por el efecto de impacto causado por las vibraciones moleculares del medio en que ocurra la sedimentación; estas partículas por sí solas se moverían al azar con un movimiento característico llamado Browniano. Se suponía que estas partículas podían unirse formando un grumo, con la estructura de un panalito, el cual adquiriría peso suficiente para depositarse, obteniendo así una estructura de panales formados con panales. Como quiera que la capacidad de unión de las partículas individuales para formar los grumos más pesados, se



Figura I-2. Estructura panaloide.

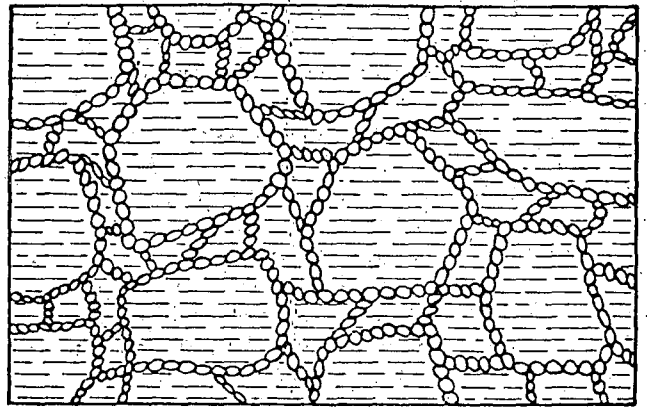


Figura I-3. Esquema de estructura floculenta.

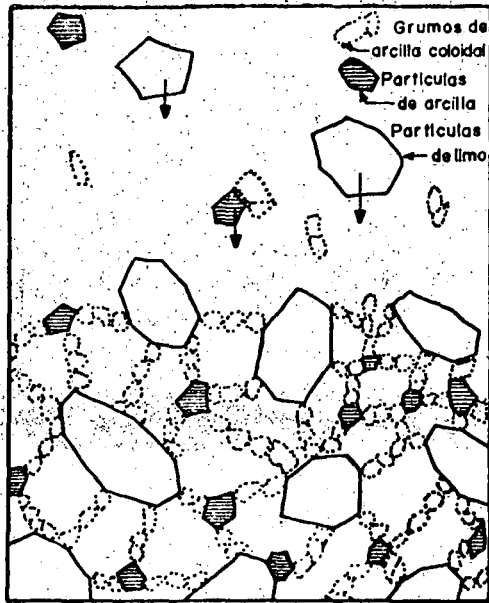
incrementa mucho si existe un electrólito en el medio de depósito, se suponía que esta estructura sería muy típica de suelos muy finos depositados en el mar o en lagos de agua cargada de sales susceptibles de sufrir disociación electrolítica.

En la referencia 7, A. Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos, que aparece en la figura I-4.

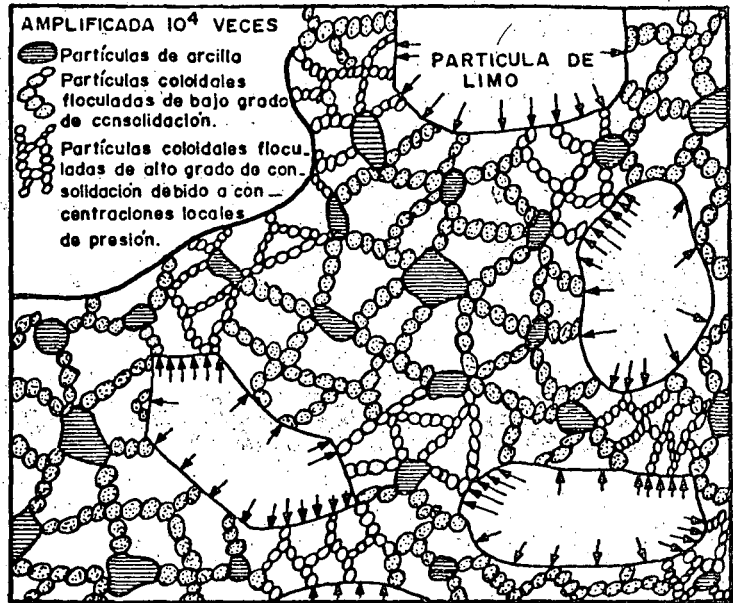
En esta hipótesis de Casagrande se considera la posibilidad de que no todas las partículas del suelo tengan el mismo tamaño, pero la idea más interesante de ella es la introducción del concepto de esqueleto estructural, constituido por las partículas más gruesas (de limo en la figura) y por los panales y flóculos que existen entre ellas. La idea es que bajo el peso del suelo sobreyacente o de alguna carga actuante en la superficie se establece en el interior del suelo un mecanismo de transmisión, que funciona como un esqueleto del conjunto, dejando en los espacios entre las partículas gruesas y sus nexos gran cantidad de material fino poco o nada comprimido. Los nexos entre las partículas gruesas que forman parte del esqueleto habrán sufrido, por el contrario, un lento proceso de compresión y adaptación a la carga, que es lo que da al conjunto su resistencia. Si se acepta esta idea, es muy fácil comprender la diferencia de resistencia que existe entre una arcilla inalterada y una remoldeada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de flóculos no precomprimidos.

En épocas más modernas se han introducido como fundamentales los conceptos de floculación y dispersión (referencia 8).

Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcilla es de atracción, las dos partículas se unirán (posiblemente arista contra cara plana); se dice entonces que están floculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarán, dando lugar a una estructura dispersa. La alteración de la capa adsorbida de los cristales puede producir tendencia a la floculación o a la dispersión en un sis-



(a)
En formación



(b)
Ya formada

Figura I-4. Una estructura compuesta (según A. Casagrande).

tema de cristales de arcilla; la tendencia a la floculación aumenta principalmente cuando hay un electrolito en el agua que rodea a los cristales de arcilla o cuando se eleva la temperatura. Las figuras I-5 y I-6 muestran disposiciones típicas de estructuras floculadas y dispersas, respectivamente.

Debe notarse que el conjunto de estructuras para los suelos finos someramente descrito en lo que ante-

cede no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino simplemente algunas hipótesis de estructuración de que hoy se habla. Muchos investigadores aceptan alguna de las explicaciones anteriores, pero no otras, de manera que no existe pleno acuerdo al respecto.

También debe advertirse la posibilidad de que se conjuguen las formas anteriores, dando lugar a un variado número de combinaciones.

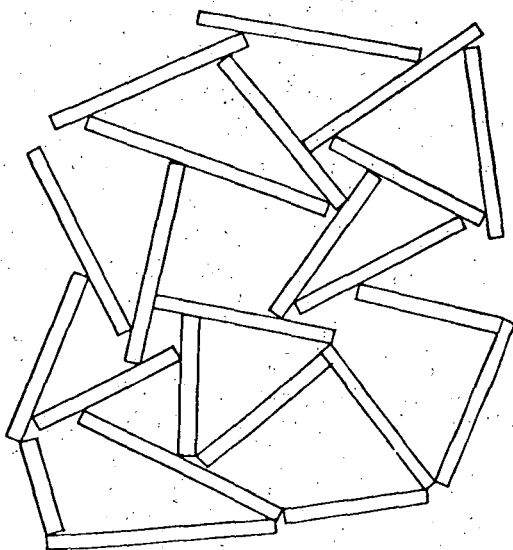


Figura I-5. Estructura en "castillo de naipes".

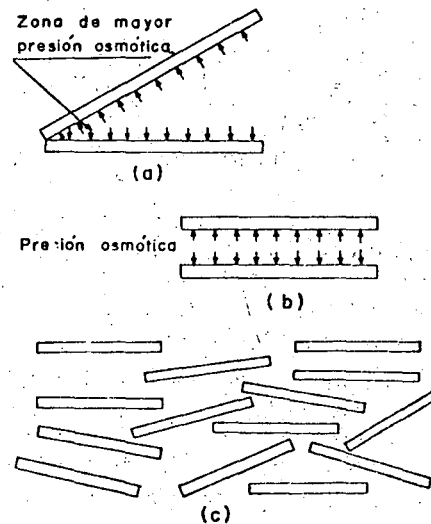


Figura I-6. Estructura dispersa.

1.5 GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que la sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado; pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor. Evidentemente, cualquier análisis por mallas no da ninguna información sobre estos aspectos. La compresibilidad de estos suelos, por otra parte, aunque también depende fundamentalmente de su estructuración y compacidad, se ve influida en bastante mayor grado por la granulometría, según ha puesto de manifiesto la investigación moderna, como se verá más adelante. Han resultado decepcionantes los esfuerzos realizados hasta el presente para establecer alguna correlación entre la curva granulométrica y la permeabilidad de los suelos (referencia 2).

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor; para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compacidad. Sin embargo, la relación entre granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de interés ingenieril de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos). Dependen de un número mucho mayor de conceptos que las de los suelos gruesos y, so pena de caer en confusión, tal estudio no puede ser abordado en esta etapa de la presentación de conceptos de la mecánica de suelos. Baste decir (y el lector tendrá ocasión de comprobarlo más adelante) que ninguna de las circunstancias que definen las propiedades me-

cánicas de un suelo fino está descrita por la distribución granulométrica de dicho suelo. En mucho mayor medida de lo que sucede en suelos gruesos, el conocimiento de la distribución granulométrica resulta estéril en el caso de los suelos finos.

Demostrándose una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los materiales para la construcción de Vías Terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolínica, relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica análoga a una arcilla montmorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para su uso en la construcción de vías terrestres.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de Clasificación de Suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en que el criterio de clasificación le sea útil, es decir, en el que se clasifique a los suelos de acuerdo con sus propiedades ingenieriles fundamentales y no según el tamaño de sus partículas, que poco significa.

De todos modos, como en muchas cuestiones de aplicación de sus técnicas, el ingeniero actual en vías terrestres hace un uso todavía relativamente frecuente de las curvas granulométricas, se exponen a continuación algunos detalles sobre tales métodos.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100% de

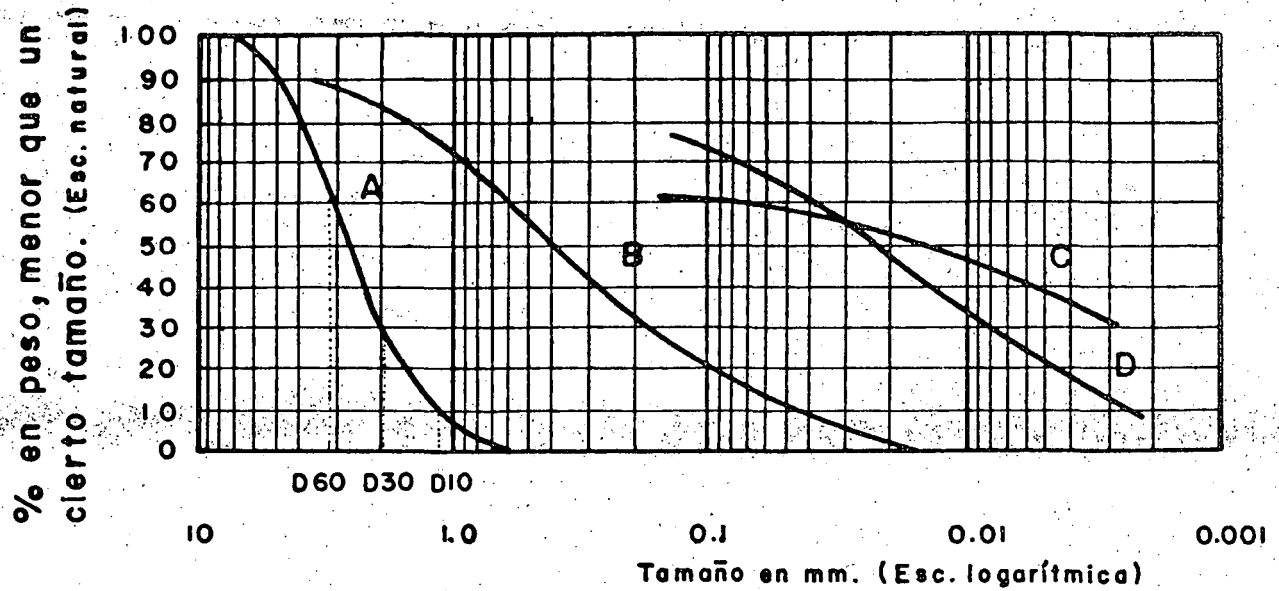


Figura I-7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la Fig. I-7 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1-18)$$

en donde:

D_{60} : tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad, la relación (1-18) es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (1-19)$$

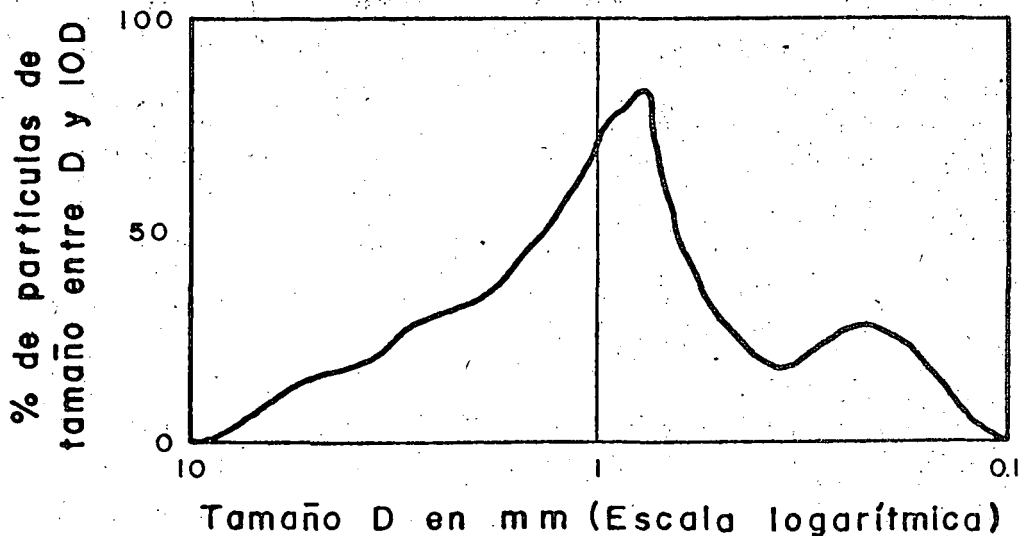


Figura I-8. Histograma de un suelo.

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

p es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño, y D el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que en ese suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo. En la Fig. 1-8 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1 mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista, y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

También se han representado las curvas granulométricas en escala doblemente logarítmica, con la ventaja, para algunos usos, de que en este caso, en muchos suelos naturales la forma de las curvas se acerca notablemente a una línea recta.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N° 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N° 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y, por ejemplo, el cribado a través de las mallas N° 100 (0.149 mm) y N° 200 (0.07 mm) suele requerir agua para facilitar el paso de la muestra. (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se verá con cierto grado de detalle. Como todos los de este grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos de América (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectaban a las pruebas originales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas posteriores, el *Public Road Administration* de los Estados Unidos encomendó al doctor A. Casagrande la investigación de tales errores, para su eliminación y necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro), y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, con el objeto de eliminar los errores principales; obtuvo también fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron eliminarse al cambiar el procedimiento.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo S_s que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente; cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura floculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \left(\frac{D}{2} \right)^2 \quad (1-20)$$

en la que

- v = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg;
 γ_s = peso específico de la esfera, en g/cm³;
 γ_f = peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura);
 η = viscosidad del fluido, en g · seg/cm² (varía con la temperatura);
 D = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800 \eta v}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (1-21)$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimentan en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamices puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos ininterrumpidamente.

El método del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

- La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
- Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro.)
- El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

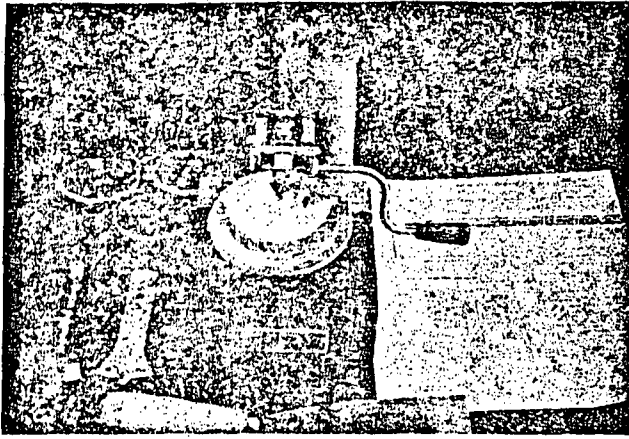
1-6. PLASTICIDAD

La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en Mecánica de Suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y, sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana. Es común que en la naturaleza existan magnitudes imposibles de medir en sí mismas o magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa; en tal caso, el intentar una medición indirecta constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se de-

sea medir, que sea fácilmente medible y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable; así, midiendo los cambios en la magnitud auxiliar y usando la correlación, podrán conocerse los cambios en la magnitud problema durante el desarrollo de cualquier fenómeno que sea conveniente estudiar. Por ejemplo, la temperatura es muy difícil de medir directamente, pero se mide muy fácilmente en un termómetro clínico, midiendo en realidad una longitud (la de la columna de mercurio); el hecho es posible porque existe una correlación conocida entre el aumento de longitud (dilatación lineal) del mercurio y el aumento de su temperatura. Se recurre así a una medición indirecta fácil y barata de un concepto difícilmente medible en sí mismo.

Lo mismo sucede con la plasticidad en Mecánica de Suelos. El ingeniero está realmente interesado en las propiedades fundamentales de los suelos, tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etcétera. Hoy estas propiedades pueden medirse, dentro de una aproximación que pudiera considerarse razonable, según atestiguan muchas obras de ingeniería, pero tal medición resulta en la práctica larga y costosa, para algunos fines. Por otra parte, los trabajos de Atterberg y A. Casagrande (Ref. 9) han permitido manejar una nueva magnitud en los suelos finos, muy sencillamente medible en los laboratorios más elementales y trabajando con las muestras de suelo también más simples y baratas que se pueda imaginar. Esta magnitud es la Plasticidad; su utilidad radica en que ha sido posible establecer correlaciones entre sus valores y las propiedades fundamentales del suelo; estas correlaciones son suficientemente confiables, por lo menos, para trabajar en las etapas iniciales de un proyecto, cuando la identificación de los suelos y su clasificación son importantes. Al mismo tiempo, las correlaciones son demasiado poco precisas como para permitir fundar en ellas un trabajo cuantitativo de detalle, que corresponda a etapas avanzadas de un proyecto; es decir, generalmente el uso de las pruebas de plasticidad y el manejo de los valores correspondientes en los suelos que figuran en un proyecto dado no exime al ingeniero de la necesidad de realizar a fin de cuentas las indispensables pruebas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante, etc., pero le permite identificar y clasificar a los suelos ya en sus primeros contactos con ellos, dejando de trabajar a ciegas y recibiendo valiosísima orientación para programas de exploración y muestreos definitivos, de pruebas de laboratorio más elaboradas y costosas, etc. En suma, la plasticidad proporciona una orientación previa de información preliminar que ahorra tiempo y esfuerzo en todas las etapas subsecuentes del proyecto, y con frecuencia evita que se cometan graves errores.

Dentro de los límites del sentido que se da al término en la Mecánica de Suelos, Plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. La anterior defini-



Copa de Casagrande

ción, según se verá más adelante, circunscribe la propiedad a los suelos arcillosos bajo determinadas circunstancias.

Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad general de todos los suelos; los suelos gruesos no la exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla o un limo susceptibles de ser plásticos pueden tener la consistencia de un ladrillo, cuando están muy secos; con un gran contenido de agua, pueden presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en el que esos suelos se comportan plásticamente.

Según su contenido de agua decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico; en que el suelo se comporta plásticamente, según la definición anterior.
4. Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido; pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo ya no varía con secado.

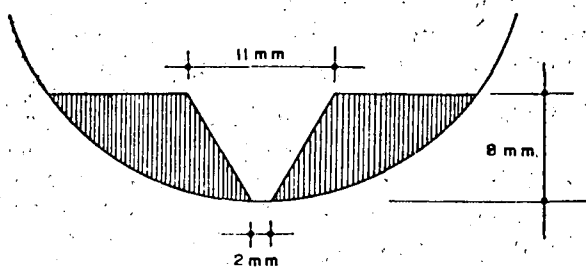


Figura 1-9. Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg lo hizo originalmente estableciendo las primeras convenciones; Casagrande las refinó posteriormente y les dio su forma actual (Ref. 10). La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina Límite Líquido, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio, consistente en colocar al suelo en una Copa de Casagrande, formarle una ranura de dimensiones especificadas y ver si la ranura se cierra o no de determinada manera al darle al suelo 25 golpes en la Copa, también de un modo estandarizado. El contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamente en 25 golpes es el Límite Líquido; un contenido de agua mayor haría que la ranura se cerrara con menos golpes y el suelo se consideraría en estado semilíquido; por el contrario, un contenido de agua menor haría que la ranura se cerrara con más golpes y el suelo se consideraría, por lo menos, en estado plástico. En la mencionada referencia 10 se puede ver el detalle de esta prueba y de las demás que se mencionan en este apartado.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico. Este es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo, y referido a una prueba en que se hace rolar entre las palmas de las manos un cilindrito de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindrito tiene 3 mm. de diámetro (Ref. 10). Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado índice plástico,

$$I_p = LL - LP \quad (1-22)$$

El valor anterior mide de un modo muy claro el intervalo plástico; naturalmente que para situar a éste dentro de la escala general de humedades hace falta otro valor, sea el límite líquido o el límite plástico. Por eso suele decirse que para definir la plasticidad de un suelo hacen falta dos parámetros:

El tercer límite o frontera entre estados de consistencia de interés práctico es el límite de contracción, contenido de agua abajo del cual el volumen de suelo ya no disminuye cuando éste se seca. El límite se manifiesta visualmente (y este hecho sirve para una determinación aproximada) por un característico cambio de color de tono oscuro a más claro, producido por una retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa. En realidad, de todos los límites en uso éste es el único que está ligado a un hecho físico significativo y no es puramente convencional. El Límite de Contracción representa dentro del secado gradual el momento en que la tensión capilar alcanza el valor máximo (los meniscos alcanzan su máxima curvatura en los extremos de los canaliculos del suelo), de manera que cualquier evaporación posterior produce la retracción del

agua hacia el interior del suelo, pero ya a tensión capilar constante (es decir, con curvatura constante en los meniscos). Según se explicará más adelante, el que esto ocurra prácticamente en forma instantánea en toda la superficie de la muestra indica que, estadísticamente hablando, todos los canaliculos de la masa de suelo son similares en diámetro.

Es natural que las atmósferas de adsorción de agua en torno a los cristales de mineral no se comporten como un líquido libre, sometido sólo a fuerzas gravitacionales. Por ejemplo, al comparar dos suelos, 1 y 2 (referencia 11), si el 1 tiene mayor tendencia a crear atmósferas de adsorción, debe esperarse que la humedad a la cual los dos suelos comienzan a comportarse como un líquido sea mayor en 1 que en 2. Lo que es lo mismo, el suelo 1 tendrá un límite líquido mayor que el 2, si sus cristales tienen mayores atmósferas de adsorción. Es lógico pensar que un razonamiento análogo pueda establecerse para el Límite Plástico y, por ello, para el Índice Plástico. Por otra parte, los límites se han fijado de un modo totalmente arbitrario, por lo que es difícil imaginar que la magnitud de uno de ellos, tomado aisladamente, pueda relacionarse de un modo cuantitativo con los espesores de agua adsorbida.

A causa del gran incremento de superficie específica que está ligado en general al tamaño decreciente de las partículas de un suelo, es de esperar que la intensidad del fenómeno de adsorción esté muy influida por la cantidad de arcilla que contenga el suelo. Skempton (referencia 12) ha definido una cantidad denominada Actividad de una arcilla.

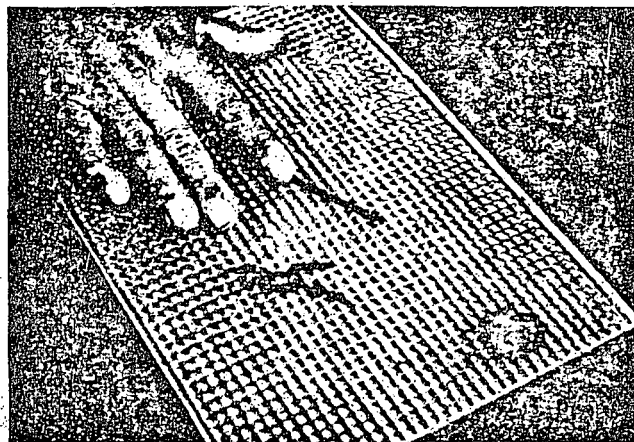
$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo más fino que } 0.002 \text{ mm}} \quad (1-23)$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caoliniticas, 0.90 en arcillas ilíticas y alcanzar valores superiores a 7 en arcillas montmoriloníticas, lo cual da idea de las características de plasticidad de las arcillas, según su composición mineralógica.

Los límites de plasticidad han resultado ser útiles en cuestiones de clasificación e identificación de suelos, tal como se verá en el capítulo II de esta obra. También se usan en especificaciones para controlar el empleo de suelos. En cuestiones posteriores de este mismo capítulo se presentarán algunas correlaciones interesantes entre los Límites de Plasticidad y algunas propiedades fundamentales de los suelos.

1-7 EL MECANISMO DE LA CONTRACCION DE LOS SUELOS FINOS POR SECADO

Es un hecho generalmente aceptado en la actualidad que cuando la superficie de un líquido está en contacto con un material diferente se producen esfuerzos en esa superficie, a causa de la atracción entre las moléculas vecinas de los dos elementos diferentes. Al ingeniero de vías terrestres le preocupa



Prueba del límite plástico

muy especialmente el contacto entre el agua y las partículas minerales de los suelos y entre el agua y el aire; generalmente los esfuerzos que corresponden a estos casos son de tensión. La atracción entre las moléculas vecinas de las sustancias distintas en contacto puede medirse por el coeficiente de tensión superficial, que resulta ser una propiedad característica de cada sustancia. En la referencia 13 se detallan un poco los conceptos físicos que permiten definir este coeficiente y entender los procesos del contacto entre el agua y los suelos, que tengan repercusión en la ingeniería de suelos aplicada a las vías terrestres. Probablemente la evidencia más conocida de los fenómenos de superficie es la capilaridad, propiedad por la cual el agua puede ascender y permanecer por arriba de la línea que representa la presión atmosférica, por el interior de un tubo capilar de vidrio o por un canaliculo entre las partículas minerales de un suelo. En la referencia 13 se demuestra que la máxima altura capilar a que puede ascender el agua en tales condiciones resulta ser:

$$h_{cr} = \frac{2T_s \cos \alpha}{r \gamma_w} \quad (1-24)$$

donde T_s es el coeficiente de tensión superficial del

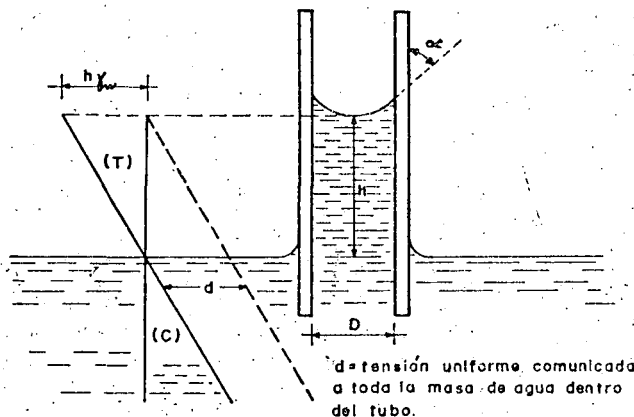


Figura I-10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.



Muestra de suelo fino secado por evaporación

agua ($0.074 \frac{g}{cm}$ a $20^\circ C$, pues también es función de la temperatura), α es el ángulo de contacto entre el agua y la pared del canalículo (Ref. 13), y r es el radio de dicho conducto. En Mecánica de Suelos es razonable pensar que usualmente $\alpha = 0$, o sea que el menisco esférico que forma el agua es tangente a las paredes (menisco semiesférico); en tal caso, la expresión (1-24) puede escribirse simplemente

$$h_{cr} = \frac{0.3}{D} \quad (1-25)$$

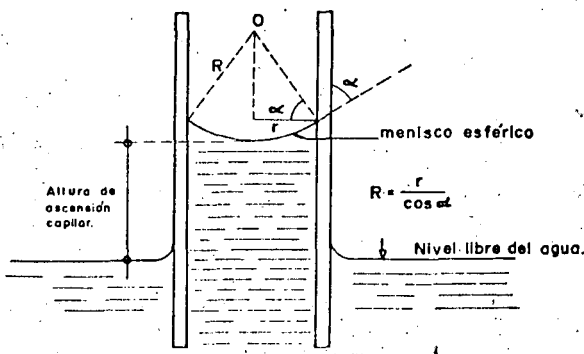


Figura I-11. Relación entre el radio del menisco y el radio del conducto capilar.

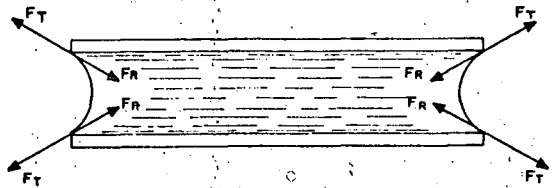


Figura I-12. Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar.

donde D es el diámetro del canalículo en cm y h está en la misma dimensión. Se estima evidente la obtención de la expresión (1-25) a partir de la (1-24), considerando $\alpha = 0$.

En la Fig. I-10 se muestra la distribución de esfuerzos en un canalículo de suelo, el cual se ha idealizado bajo la forma de un verdadero tubo capilar, tal como es común hacerlo en los análisis teóricos de estos temas.

Bajo el nivel libre, la distribución sigue la conocida ley lineal, supuesto que el agua se encuentra en condición hidrostática. Arriba del nivel libre, el estado de esfuerzos está representado por la prolongación del diagrama hidrostático, de manera que en toda la columna de ascension capilar se tendrán esfuerzos de tensión, considerando la presión atmosférica como origen de esfuerzos.

En cualquier punto de la columna, el esfuerzo de tensión puede obtenerse multiplicando la distancia vertical del punto a la superficie libre por el peso específico del agua.

$$u = h\gamma_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \quad (1-26)$$

de donde

$$u = \frac{2T_s}{R} \quad (1-27)$$

En la expresión anterior u es el esfuerzo de tensión en el agua en $\frac{g}{cm^2}$ y R el radio del menisco que forma el agua en el canalículo. Nótese que el radio del menisco y el radio del conducto capilar están relacionados según se muestra en la Fig. I-11, con cuya ayuda se podrá comprender de inmediato el origen de la expresión (1-27).

La expresión (1-27) establece el hecho importante de que el esfuerzo de tensión a que está sometida el agua dentro del suelo, cuando trabaja a tal tipo de esfuerzo, es inversamente proporcional al radio del menisco que se desarrolla en los canalículos del propio suelo. Naturalmente éste depende, en primer lugar, del diámetro del propio canalículo; es evidente que el radio mínimo de menisco (al que corresponderá la tensión máxima) vale precisamente la mitad del diámetro del conducto capilar que quede entre las partículas minerales, lo que corresponde a un menisco semiesférico (menisco totalmente desarrollado). Nótese que de acuerdo con lo anterior el

agua podrá alcanzar esfuerzos de tensión muy importantes dentro del suelo, cuando las partículas minerales estén muy próximas, lo que sucede sobre todo en los suelos muy finos, de acuerdo con la regla de que los huecos entre las partículas gruesas son grandes, en tanto que entre las partículas muy finas (arcillas) son pequeñísimos.

De lo anterior resulta evidente que se puede obtener un menisco totalmente desarrollado siempre que el conducto capilar sea lo suficientemente largo como para permitir que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar. Si el tubo es más corto, la ascensión capilar queda restringida y se formará un menisco de un radio tal que se restablezca el equilibrio hidráulico, con un esfuerzo de tensión en el agua menor que el máximo posible, correspondiente a una columna de agua también menor que la máxima posible.

Si el conducto capilar se encuentra en posición horizontal, como es el caso del que aparece en la Fig. I-12, se formarán gradualmente en sus extremos los meniscos, debido a la evaporación del agua. En cada extremo la curvatura del menisco aumentará hasta la máxima, que corresponde a la forma semiesférica, como ya se dijo; al mismo tiempo, el esfuerzo de tensión en el agua aumentará hasta su valor máximo correspondiente al diámetro del conducto capilar de que se trate. Si continúa la evaporación del agua, los meniscos se retraerán hacia el interior del conducto, conservando su curvatura y manteniéndose, por lo tanto, invariable la tensión en el agua. Se ve, pues, que en un conducto capilar horizontal el esfuerzo de tensión en el agua es el mismo en toda la longitud, a diferencia del tubo vertical, en donde, como se indicó, los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.

En el caso del conducto de la Fig. I-12, al formarse los meniscos aparecerán en toda su perifería fuerzas de tensión (F_T), causadas por las atracciones entre las moléculas del agua y las paredes. A estas fuerzas de tensión en el agua corresponderán, por reacción, las fuerzas de compresión (F_R) que se muestran; por efecto de estas fuerzas, el conducto capilar tenderá a cerrarse y a acortar su longitud. En toda la masa de agua entre los meniscos existen tensiones; por lo tanto, existirán sobre las paredes del conducto, como reacción, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Como resultado del efecto anterior, una masa compresible, atravesada por tubos capilares sometidos a evaporación, se contraerá volumétricamente.

Con las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, siempre complementadas por la Ref. 13, es posible comprender el mecanismo de contracción de los suelos finos, así como las razones para el mismo.

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie brillante, debido a la presencia del agua que llena sus poros por completo. A medida que comienza la evaporación, en los extremos de los canaliculos se irán formando meniscos cóncavos; al continuar el

proceso de evaporación, irá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y aumentando, por lo tanto, el esfuerzo de tensión en el agua (expresión I-27) y, correspondientemente, los esfuerzos capilares de compresión actuantes sobre la estructura sólida del suelo que, por este efecto, se comprime. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la tensión capilar sea incapaz de producir mayor deformación; en tal momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macrofísicamente ese momento está señalado por el cambio de tono del suelo de la apariencia húmeda a seca. Este momento corresponde al Límite de Contracción, pues aunque la evaporación continúe ya no disminuirá el volumen del suelo, por haber llegado el agua a su tensión máxima, a la que corresponde la máxima compresión capilar sobre la estructura del suelo. Nótese que en el límite de contracción el suelo sigue saturado si estaba saturado al comienzo del proceso de la evaporación; pues aunque dicha evaporación le ha hecho perder agua, esta pérdida está exactamente compensada por la pérdida de volumen de vacíos causada por la compresión capilar; un gramo de agua evaporada corresponde a un cm^3 de contracción volumétrica.

I-8 PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. El régimen del flujo se dice que es laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular; cuando las líneas de flujo se entremezclan y dan lugar a turbulencias características se dice que el flujo es turbulento.

Para velocidades bajas, el flujo de agua a través de los suelos es laminar, pero al aumentar la velocidad más allá de un cierto límite, se hace turbulento. Si de un régimen turbulento se desea regresar al ré-

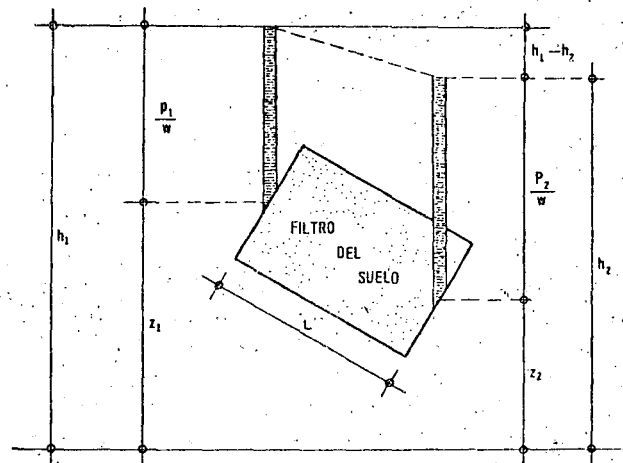


Figura I-13. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

gimen laminar por disminución de velocidad, se observa que la transición ocurre a una velocidad mayor que aquella en la que se pasó de régimen laminar a turbulento; esto sugiere la existencia de un intervalo de velocidad en el cual el flujo puede ser circunstancialmente laminar o turbulento. Reynolds (Ref. 14) encontró que existe una cierta velocidad en el agua (y, de hecho, en cada líquido) abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es la velocidad crítica. Similarmente existe una velocidad arriba de la cual el flujo siempre es turbulento; en el caso del agua esta segunda velocidad es del orden de 6.5 veces la velocidad crítica.

El fundamento de casi toda la teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henri Darcy (Ref. 15), que se conoce hoy como ley de su nombre. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, que se reproduce esencialmente en la Fig. I-13, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto a través de la conducción queda expresado por

$$Q = kiA \quad (1-28)$$

donde

A : es el área total de la sección transversal del filtro colocado en la conducción;

i : es el gradiente hidráulico, medido por la expresión;

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

k : es una constante de proporcionalidad, a la que Darcy dio el nombre de coeficiente de permeabilidad.

Por otra parte, la ecuación de continuidad del gasto establece que

$$Q = Av \quad (1-29)$$

donde v es la velocidad del flujo.

Si la ecuación 1-29 se compara con la 1-28, resulta de inmediato que puede escribirse

$$v = ki \quad (1-30)$$

que es una manera común de escribir la ley de Darcy, aun cuando ella haya sido originalmente propuesta en la forma de la ecuación 1-28.

Analizando la ecuación 1-30 puede establecerse una excelente definición para el coeficiente de permeabilidad, k , según la cual éste resulta ser la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando está sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de k son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve de inmediato en la misma ecuación 1-30, teniendo en cuenta que i carece de dimensiones. Es obvio

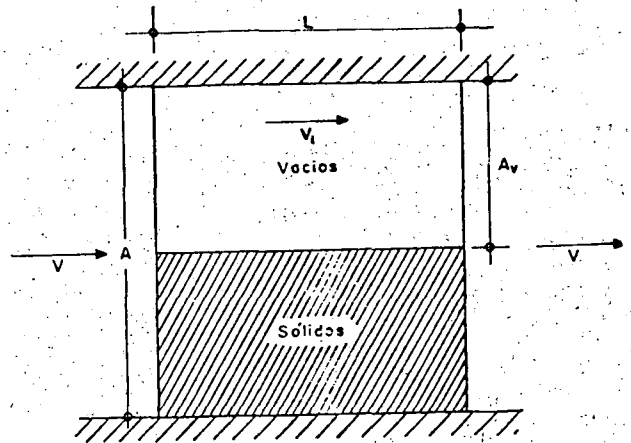


Figura I-14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

que en el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

En realidad, la velocidad v que se ha venido considerando en las ecuaciones 1-29 y 1-30 no representa ninguna velocidad real con que el agua fluya a través del filtro que llena la conducción mostrada en la Fig. I-13. Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área A , total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Es posible tener una idea aproximada de lo que pudiera ser la verdadera velocidad del agua a través del suelo si se acepta que el flujo sólo es posible a través de los vacíos. Tomando en cuenta el esquema de la Fig. I-14, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración (v_1), que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto,

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

Pero si se considera una dimensión unitaria normal al plano del papel y se recurre a la definición de la relación de vacíos e , puede ponerse

$$e = \frac{A_v}{A - A_v}$$

de donde

$$\frac{1}{e} = \frac{A}{A_v} - 1$$

y

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1+e}{e}$$

Con lo anterior, la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga resulta ser:

$$v_1 = \frac{1+e}{e} v \quad (1-31)$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad "real", puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Fig. 1-14, sino que el flujo ocurre a través de una serie de canalículos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo. Tanto la velocidad de descarga como la velocidad de filtración son simplemente elementos de cálculo que permiten llegar a resultados correctos dentro de las consideraciones que han servido para las respectivas definiciones.

La ley de Darcy es, como se ha dicho, estrictamente experimental, por lo que su validez no puede ir más allá de las condiciones específicas que hayan presidido el conjunto de experiencias que le dieron nacimiento; desde este punto de vista, es un hecho afortunado que Darcy haya experimentado flujos de agua a través de filtros de suelo, utilizando una gran variedad de tipos de suelo y de gradientes hidráulicos, pues esto hace que sus resultados sean aplicables a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos. En la referencia 16 se presenta una justificación más adecuada que la simple intuición para la utilización de la ley de Darcy en Mecánica de Suelos y se discuten sus límites de validez con base en la relación conocida como el Número de Reynolds; en la referencia 2 se da otro análisis de los límites de validez de la ley de Darcy, con base en un criterio diferente. La conclusión en ambos casos es que la ley de Darcy resulta aplicable al flujo de agua a través de suelos que son más finos que las arenas medias o gruesas, para casi cualquier gradiente hidráulico imaginable en un problema práctico.

En la mencionada referencia 2 se discuten y detallan los diferentes métodos para medir el coeficiente de permeabilidad del suelo.

La permeabilidad de los suelos es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 10^6 ó 100 cm/seg. en gravas limpias, hasta 10^{-8} ó 10^{-9} cm/seg. en arcillas homogéneas montmoriloníticas o bentoníticas, situadas abajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas limpias puede ser del orden de 10^{-2} - 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, llegando a valores de 10^{-4} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ en arenas muy finas; los limos y depósitos de morrena glaciár pueden tener permeabilidades tan bajas como 10^{-5} - 10^{-6} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. En general las arcillas tienen permeabilidades menores que 10^{-5} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. Con permeabilidades menores que 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, un suelo debe considerarse inapropia-

do para usarse como dren, y con permeabilidad menor que 10^{-7} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ un suelo puede ser considerado prácticamente impermeable.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- La relación de vacíos.
- El tamaño de sus partículas.
- La composición mineralógica y físico-química del suelo.
- La estructura.
- El grado de saturación.
- La existencia de agujeros, fisuras, etc.

También depende en forma importante de la temperatura del agua.

En la referencia 2 se discute de un modo bastante completo la relación entre el coeficiente de permeabilidad de un suelo fino y su relación de vacíos, y se llega a la conclusión de que el primero es directamente proporcional al cuadrado de la segunda.

No se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1892 su famosa relación:

$$k = C D_{10}^2 \quad (1-32)$$

donde k está en $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ y D_{10} es el diámetro efectivo del suelo (el 10% en peso, del mismo, es de ese tamaño o menor), expresado en cm. A despecho de su popularidad, la expresión (1-32) debe verse simplemente como una burda manera de establecer sólo el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad en arenas de tamaño mediano a grueso (con ellas trabajó Hazen para obtener su relación), y nunca como algo que substituya a las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de la constante C varió entre 41 y 146 en las pruebas de Hazen, y un valor de 120 suele mencionarse como un promedio aceptable para el manejo de la fórmula. En la referencia 2 se mencionan algunas otras expresiones más complicadas, pero de efectividad aún más dudosa, para relacionar el coeficiente de permeabilidad con el tamaño de las partículas del suelo.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de las atmósferas de adsorción que se forman en torno a los cristales de mineral, adheridas muy fuertemente a éstos y que contribuyen a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En suelos muy finos, con minerales de forma laminar, el hecho de que exista una estructura floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen permeabilidades mucho mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de

las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo. Estos fenómenos se plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

Es evidente el efecto del grado de saturación y el de grietas y fisuras que pueda presentar el suelo y se estima que no es necesaria ulterior insistencia para imaginarlo cualitativamente; naturalmente que tales influencias son mucho más difíciles de definir en forma cuantitativa.

1-9 LOS CONCEPTOS DE ESFUERZO EFECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL

El suelo es un compuesto de tres fases, sólida, líquida y aire. No es posible imaginar tres sustancias de comportamiento mecánico más disímulo que un cristal mineral, con alta resistencia al esfuerzo cortante y muy rígido; el agua, relativamente incompresible a presiones ingenieriles, pero con resistencia al esfuerzo cortante insignificante, y el aire, altamente compresible. Sin embargo, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos o de esfuerzos en suelos, hay que tener presente que los tres materiales actúan en ligazón estrecha, de manera que la respuesta del conjunto a cualquier carga o la transmisión de los esfuerzos de esa carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes. Si se dedica un momento de atención a esta situación, el ingeniero estará preparado a aceptar que los fenómenos de transmisión de esfuerzos y resistencia de los suelos siguen mecanismos tan complicados y cambiantes como los que efectivamente le revelará la práctica profesional.

Un mismo suelo podrá presentar características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación completamente distintas según las circunstancias en que las cargas actúen e influyan de una u

otra manera en cada uno de los tres componentes. Se adivina de inmediato la gran influencia que el tiempo tendrá en la respuesta de los suelos, pues son muy conocidos los cambios de comportamiento del agua y del aire, según que las cargas aplicadas actúan muy lentamente o muy rápidamente, con todas las gamas intermedias. Si por efecto de cargas exteriores el agua adquiere presiones elevadas, aprovechando la permeabilidad del conjunto tenderá a fluir hacia zonas de la masa en que prevalezca una menor presión, y este hecho se reflejará en la compresibilidad y en el estado de esfuerzos de las zonas cargadas. En definitiva, puede decirse que la interacción constante de las tres fases del suelo y su muy diferente respuesta a los esfuerzos, producirá en cada proceso de carga una compleja situación en la que los esfuerzos se repartirán de un cierto modo entre las tres fases, siendo esta situación variable con el tiempo y, desde luego, distinta en cada proceso de carga y distinta también, aun dentro del mismo proceso, si se produce cualquier cambio en el balance entre las tres fases.

Considérese una carga P uniformemente distribuida sobre una placa de área A , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (Fig. I-15a).

Es evidente que la distribución uniforme de la carga, que resulta admisible en la placa de área A , ya no resulta lógica en las partículas de suelo. La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos serán muy elevados en los puntos de contacto y mucho menores en puntos intermedios o aun en puntos interiores de las partículas. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos "verdaderos" que sufren los granos, en Mecánica de Suelos se ha acostumbrado definir un esfuerzo ficticio como el que representa al estado que se tenga bajo la placa; este esfuerzo ficticio resulta de relacionar la carga total actuante con el área total cubierta con la placa

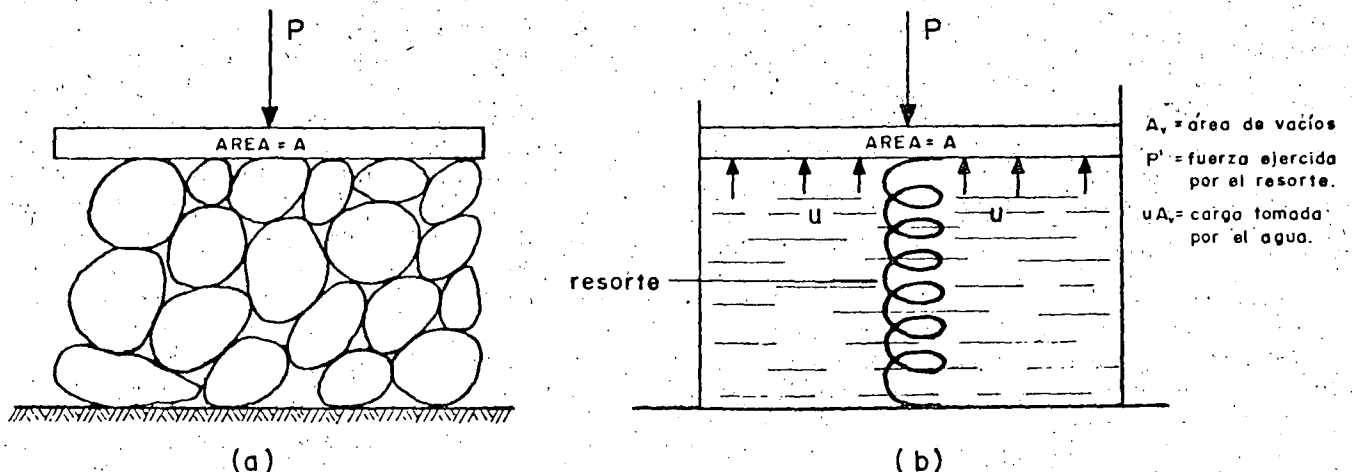


Figura I-15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

$(\sigma = \frac{P}{A})$. Se le llama el esfuerzo total. Es, desde luego,

menor que el esfuerzo medio en los sólidos bajo la placa y mucho menor que el "verdadero" esfuerzo actuante en los puntos de contacto entre las partículas.

Si la carga P se aplica a un suelo que tenga sus vacíos llenos de agua, la distribución de la carga en el conjunto será aún más compleja (Fig. I-15.b). Si u es la presión del agua dentro de los vacíos y A_v es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces $u A_v$ representará la parte de la carga P que soporta el agua de los vacíos del suelo; el resto de la carga P la soportará la estructura sólida del suelo y se transmitirá a través de los granos de la misma. En la Fig. I-15.b se ha representado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente, debe tenerse:

$$P = P' + u A_v$$

donde P' representa a la parte de carga que toma la estructura sólida del suelo o el resorte de la Fig. I-15.b.

Si se dividen los dos miembros de la expresión anterior por A , área de la placa, se tendrá:

$$\frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + u \frac{A_v}{A}$$

o, empleando la notación de esfuerzos

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \frac{A_v}{A} \quad (1-33)$$

La ecuación (1-33) juega un papel fundamental en la Mecánica de Suelos Moderna y se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total, σ , ya definido, y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ y u , denominados esfuerzos efectivo y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo; a causa de la incapacidad del agua para tomar esfuerzos cortantes, la presión u se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula (1-33) aparece también la relación

$$N = \frac{A_v}{A} \quad (1-34)$$

denominada relación del esfuerzo neutral. Como quiera que en los suelos el área de contacto entre los granos sobre un plano horizontal dado es muy pequeña en comparación con el área total cubierta por la placa de área A , se sigue que la relación N valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal (y esto se hace normalmente en la Mecánica de Suelos), la ecuación (1-33) puede escribirse sencillamente,

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (1-35)$$

La ecuación (1-35) fue propuesta primeramente por Terzaghi y más que a ninguna otra idea debe atribuírsele el mérito de abrir el camino a la aparición de la Mecánica de Suelos Moderna y la posibilidad de estudiar la resistencia y la deformación de los suelos con base científica.

En el concreto o las rocas, en las que los granos de sólidos se interconectan por cristales, el valor de N es apreciablemente menor que 1, pudiendo llegar a valores del orden de 0.5 en mármoles, granitos y en el propio concreto.

Intuitivamente se ve que el concepto de esfuerzo efectivo, así definido, describe mejor el comportamiento de los suelos que los conceptos de esfuerzo total o de presión neutral. Se advierte que si el esfuerzo efectivo aumenta, las partículas sólidas del suelo se presionarán una contra otra, tratando de deslizarse relativamente o de encajarse, para llegar a estructuraciones más compactas; en cambio el mismo aumento con el esfuerzo total y en la presión de poro (con lo que el esfuerzo efectivo permanecerá igual, según la ecuación (1-35) no tendrá ningún efecto en el acomodo de las partículas.

I-10 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

Probablemente una de las características ingenieriles más representativas de un material, desde el punto de vista de definir su comportamiento en relación con las necesidades y los usos del ingeniero, es el conjunto de datos de un proceso incitación-respuesta que constituye lo que usualmente se llama la relación o relaciones esfuerzo-deformación.

En efecto, al tratar con un material de construcción, el ingeniero está fundamentalmente preocupado por dos aspectos básicos, en torno a los que puede decirse que giran todos los demás. Estos son, en primer lugar, la resistencia del material a los esfuerzos a los que se someta, problema que lleva aparejado el concepto de falla del material y que en forma breve se comentará más adelante. En segundo lugar preocupa la deformabilidad del material expresada en relación a los esfuerzos que se le apliquen, tanto en lo que se refiere a la intensidad o nivel de los esfuerzos, como a la manera en que se ejerzan, incluyendo su velocidad de aplicación. Esta última gama de comportamiento es lo que el ingeniero describe en forma primaria por medio de una relación esfuerzo-deformación. Si los suelos fueran homogéneos, isotropos y linealmente elásticos, sería posible describir su comportamiento esfuerzo-deformación haciendo uso del módulo de Young (E) y de la relación de Poisson, obtenidas de una prueba única y sencilla, tal como una simple prueba de extensión, en que se estirase una barra del material, midiendo las tensiones aplicadas y las deformaciones longitudinales y trans-

versales resultantes. Con las constantes elásticas sería posible, en el material ideal, calcular la relación entre los esfuerzos y las deformaciones para otros tipos de prueba que representasen otras condiciones reales distintas de la tensión simple.

Los suelos no son materiales en que se cumplan las hipótesis anteriores. Independientemente de que en un caso particular pueda resultar útil usar valores de módulo de la elasticidad o de la relación de Poisson, debe tenerse muy presente que estos valores no son constantes de un suelo, sino cantidades que, en el mejor de los casos, describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para un estado de esfuerzos dado y que cambiarán, quizá radicalmente, si cambia el estado de esfuerzos o si los esfuerzos se aplican de diferente manera. Por eso, cuando en relación con los suelos se mencionan las constantes elásticas anteriores, debe tenerse en cuenta que no representan nada en sí mismas, fuera de la condición particular para la que se ha medido o calculado.

El monto de deformación causado en el suelo por los esfuerzos depende de su composición, de su relación de vacíos, de la historia anterior de esfuerzos aplicados al suelo y de la manera como se le apliquen los nuevos esfuerzos. Para la gran mayoría de los problemas prácticos, el mejor método para conocer las características esfuerzo-deformación es medir directamente en una prueba de laboratorio o de campo las deformaciones que producen esfuerzos lo más similares posibles a los que actuarán en la masa de suelo afectada por el problema real que se estudie.

Existe en la realidad ingenieril una enorme variedad de maneras de aplicar esfuerzos y de producir, por consiguiente, deformaciones al suelo. Tan gran variedad de circunstancias no puede representarse por una sola prueba de laboratorio, so pena de perder representatividad y, evidentemente, no puede aspirarse a diseñar en cada caso la prueba más representativa a que sea dado llegar. Entre estas dos actitudes extremas, el ingeniero trata de llegar a una solución racional de su inquietud haciendo uso de varias pruebas de laboratorio, que representen diferentes condiciones entre las que queden comprendidas aquellas que son más familiares a la práctica ingenieril.

Las principales pruebas de laboratorio de que se hace uso para determinar características esfuerzo-deformación de los suelos, son las siguientes:

1. Prueba de compresión hidrostática o isotrópica. Es útil para el estudio de deformaciones volumétricas únicamente; en ella se aplica a un espécimen de suelo un estado de esfuerzos hidrostáticos, es decir, esfuerzos de compresión iguales, actuando en todas direcciones. Esta prueba no es muy usual en la práctica ingenieril.

2. Prueba de compresión confinada o prueba de consolidación. Se ejecuta en un aparato denominado consolidómetro o edómetro (Ref. 17). Se aplican al suelo (un espécimen cilíndrico de poca altura en comparación al área) esfuerzos normales verticales, en tanto se impide toda deformación lateral confi-

nándolo en el interior de un anillo de bronce. De esta manera la deformación axial define exactamente la deformación volumétrica. En esta prueba la relación entre el esfuerzo normal lateral y el normal vertical es el valor de K_0 , que con el nombre de coeficiente de esfuerzo o presión de tierra en reposo, juega un papel importante en la Mecánica de Suelos Aplicada. En las formas comunes de consolidómetro sólo se mide el esfuerzo normal vertical y la deformación axial (también vertical), pero en la referencia 18, por ejemplo, se describe un tipo de aparato que permite medir también los esfuerzos normales laterales.

La deformación vertical se mide por medio de extensómetros, en tanto que el esfuerzo normal vertical se conoce controlando las cargas que se aplican al aparato, las que se reparten homogéneamente sobre el área conocida del espécimen.

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

3. Prueba triaxial. Es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. También es la prueba más útil de laboratorio para conocer su resistencia, por lo cual se detallará más adelante cuando se hable de esta característica fundamental de los suelos. Baste por el momento decir que en ella se mide la deformación axial de un espécimen cilíndrico de altura aproximadamente igual a 2 ó 3 veces el diámetro de su base, mientras se aplican a tal espécimen un esfuerzo normal vertical conocido y esfuerzos laterales (presión confinante) iguales en todas las direcciones horizontales. El espécimen es primeramente sometido a la presión de confinamiento, dada usualmente por agua a presión dentro de la cámara triaxial; después se incrementa el esfuerzo vertical hasta que el espécimen falla (esfuerzo desviador).

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial, en la que la presión confinante inicial exterior es nula, por lo que no requiere hacerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba de compresión hecha en cilindros de concreto.

En la prueba triaxial puede conocerse el esfuerzo aplicado utilizando un vástago de carga con pesos conocidos (prueba con esfuerzo controlado) o bien puede medirse el esfuerzo empleando una báscula hidráulica y presionando el vástago sobre el espécimen a una velocidad conocida (prueba de deformación controlada). La deformación axial se mide utilizando extensómetros.

Actualmente existen otras muchas variantes en lo que se refiere a la manera de hacer fallar el espécimen; la que más se usa, además de la someramente descrita, es aquella en la que el esfuerzo vertical normal se mantiene constante y se aumenta la presión de confinamiento hasta que el espécimen falla deformándose hacia arriba; a esta variante se le denomina prueba triaxial de extensión y se utiliza para simular los esfuerzos de empuje lateral en una masa de suelo.

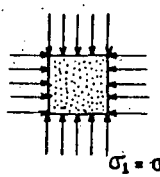
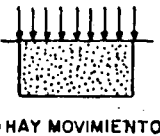
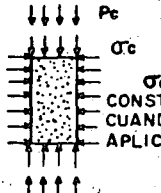
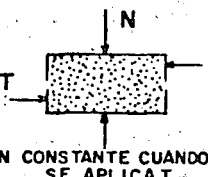
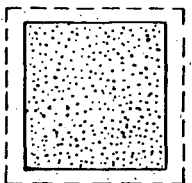
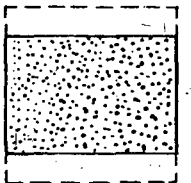
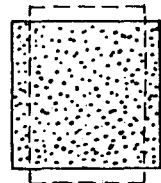
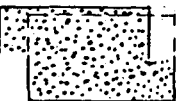
PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 P_c σ_c σ_c CONSTANTE CUANDO SE APLICA P_c	 N T N CONSTANTE CUANDO SE APLICA T
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, PERO CON ALGO DE DISTORSION 	DISTORSION Y VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE DISTORSION Y ALGO DE VOLUMETRICA 
USOS	PARA ESTUDIOS DE DEFORMACION VOLUMETRICA	PARA REPRODUCIR ALGUNAS CONDICIONES REALES DE CAMPO	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS. ES LA PRUEBA MAS COMUN	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS

Figura I-16. Tipos comunes de pruebas esfuerzo-deformación. (Ref. 18.)

4. La prueba directa de esfuerzo cortante. En esta prueba, un espécimen de altura pequeña en comparación a su área transversal se coloca dentro de una caja con dos secciones, la inferior fija y la superior susceptible de ser movida horizontalmente. Se da al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido. La falla se produce aplicando una

fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que se obliga la falla del espécimen en el plano que define la unión entre las partes fija y móvil del dispositivo.

En la Fig. I-16 se muestran esquemáticamente las diferentes condiciones de esfuerzos, deformaciones y utilización de las pruebas que se han mencionado. Esta figura está inspirada en la referencia 18.

En general, las curvas esfuerzo-deformación que se obtienen de las pruebas someramente descritas más arriba corresponden a alguno de los dos arquetipos esquemáticamente presentados en la Fig. I-17.

La curva llena de la parte a) de la figura es representativa de los materiales llamados de "falla frágil", cuyo comportamiento esfuerzo-deformación se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, hasta el cual se llegó en forma aproximadamente lineal, desciende rápidamente al aumentar la deformación. Los materiales con este tipo de falla resisten a los esfuerzos con pequeñas deformaciones, hasta llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima), a partir de cuyo límite su capacidad de resistencia desciende rápidamente, en tanto la deformación aumenta hasta la ruptura eventual; estos materiales son confiables en tanto no se alcanza su resistencia máxima, pero en tal punto sufren lo que para fines prácticos es un verdadero colapso.

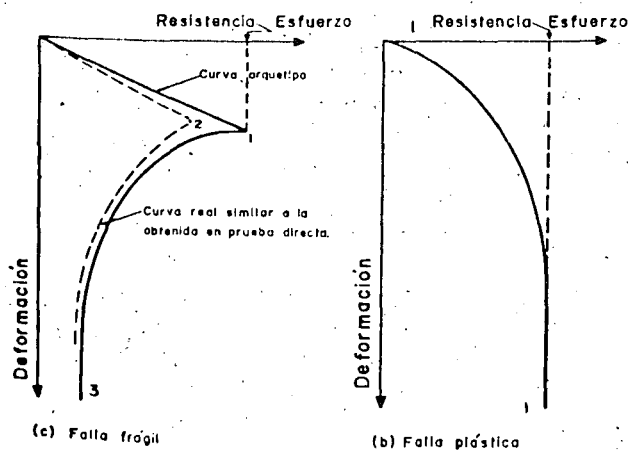


Figura I-17. Tipos de falla considerados en los suelos.

En la parte *b*) de la Fig. I-17 se muestra la curva esfuerzo-deformación típica de los materiales de "falla plástica", en los que al llegar a un esfuerzo límite se produce la fluencia plástica del material bajo esfuerzo constante e igual al límite; en estos materiales la falla no está bien definida, pero lo interesante desde el punto de vista práctico es que un material de "falla plástica" movilizará su resistencia a medida que aumente el esfuerzo que se le aplique, de manera que al llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima) el material ya no es capaz de movilizar mayor resistencia y, de hecho comienza a deformarse bajo esfuerzo constante (a no ser que haya alguna restricción exterior que impida tal deformación, como podría ser el hecho de que la masa de suelo que hubiese alcanzado la resistencia límite esté rodeada por otras masas de suelo con menores esfuerzos actuantes, que al estar sometidas a menores deformaciones impiden la deformación de la masa en fluencia) hasta la eventual ruptura, generalmente precedida por una zona de "endurecimiento"; en la cual el material suele movilizar resistencias mayores que la de fluencia, al someterse a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico, que un material de "falla plástica" continuará movilizándose su resistencia máxima aunque se siga deformando bajo el esfuerzo límite, lo cual puede tener repercusiones muy importantes en el comportamiento estructural del material, que, por así decirlo, continuará resistiendo por completo tras lo que se podría considerar su falla; a diferencia de los materiales de "falla frágil", en los que sobreviene un verdadero colapso, acompañado de gran pérdida de resistencia, cuando sufre cualquier deformación adicional a la correspondiente al esfuerzo límite.

Es muy variable el intervalo de deformación que sea capaz de absorber un material de "falla plástica" en fluencia bajo esfuerzo límite antes de endurecerse y romperse. En las referencias 19 y 20 Lambe y Whitman presentan varias curvas esfuerzo-deformación reales, obtenidas en pruebas directas o triaxiales; en ellas puede observarse que existe una variedad amplia de formas, aun cuando en esencia todas ellas puedan identificarse con uno de los dos arquetipos mostrados en la Fig. I-17.

La relación esfuerzo-deformación de un material no es una característica constante, sino que varía con diversas circunstancias dentro del mismo material. En general, el comportamiento plástico corresponde a las arenas sueltas y a las arcillas blandas, con contenido de agua relativamente elevado, en tanto que el comportamiento frágil es propio de arenas compactas y arcillas duras. No existe un límite preciso de compactación a partir del cual todas las arenas pasen del comportamiento plástico al frágil, sino que hay diferencias en estos límites al analizar distintas arenas. Por ejemplo, Skempton y Bishop (Ref. 21) reportan el caso en que una arena con porosidad inicial de 37.5% exhibe un comportamiento frágil claro, el cual pasa a ser plástico, igualmente claro, cuando

la porosidad alcanza el valor de 45.6%. Por su parte, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan un caso en que una arena con relación de vacíos de 0.605 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.834 su comportamiento era netamente plástico. Respecto a las arcillas pueden hacerse comentarios similares, si bien en este caso son más los factores que intervienen, según habrá ocasión de discutir más adelante.

I-11 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS GRANULARES

La compresibilidad de suelos granulares ha merecido relativamente menos atención que la que se ha otorgado a los suelos cohesivos, por lo menos hasta hace pocos años. De hecho, estaba en la mente de muchos ingenieros prácticos la idea de que los suelos granulares no presentaban problemas muy serios de deformación; éstas eran siempre muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea, generalmente al aplicarse las primeras cargas durante el proceso de construcción.

Es posible que este panorama simplista sea aún hoy correcto si se aplican al suelo granular esfuerzos de nivel muy bajo. Un criterio como el anteriormente citado quizá pueda aún tenerlo un ingeniero que construya cimentaciones que transmitan al suelo granular cargas moderadas, sobre todo si, como es usual en estas técnicas, toma la decisión de mejorar la calidad del suelo cuando su compactación natural es baja.

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o constituyendo los grandes terraplenes que las modernas carreteras exigen, es cada vez más frecuente y lo será aún más en el futuro, que los suelos granulares, formados a veces por partículas muy gruesas (pedraplenes y enrocamientos) trabajen sometidos a niveles de esfuerzos hasta ahora completamente inusuales. En efecto, los enrocamientos de más de 150 m en presas de tierra son ya bastante familiares, y en caminos y ferrocarriles es ya común construir pedraplenes de 50 a 60 m de altura. Tanto por razones de los materiales que se explotan normalmente en zonas de terreno quebrado, en las que lógicamente se dan estos grandes terraplenes, como por razones de natural preferencia por parte de los ingenieros, casi por lo general los terraplenes altos de las vías terrestres se construyen con suelos en que los fragmentos de roca, las gravas y las arenas forman la parte principal, la que define el comportamiento mecánico. El ingeniero de Vías Terrestres no es entonces ya ajeno a los problemas de comportamiento de materiales granulares bajo esfuerzos relativamente altos, en los que pueden presentarse problemas serios de compresibilidad. Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de las deformaciones propias de las partículas que lo com-

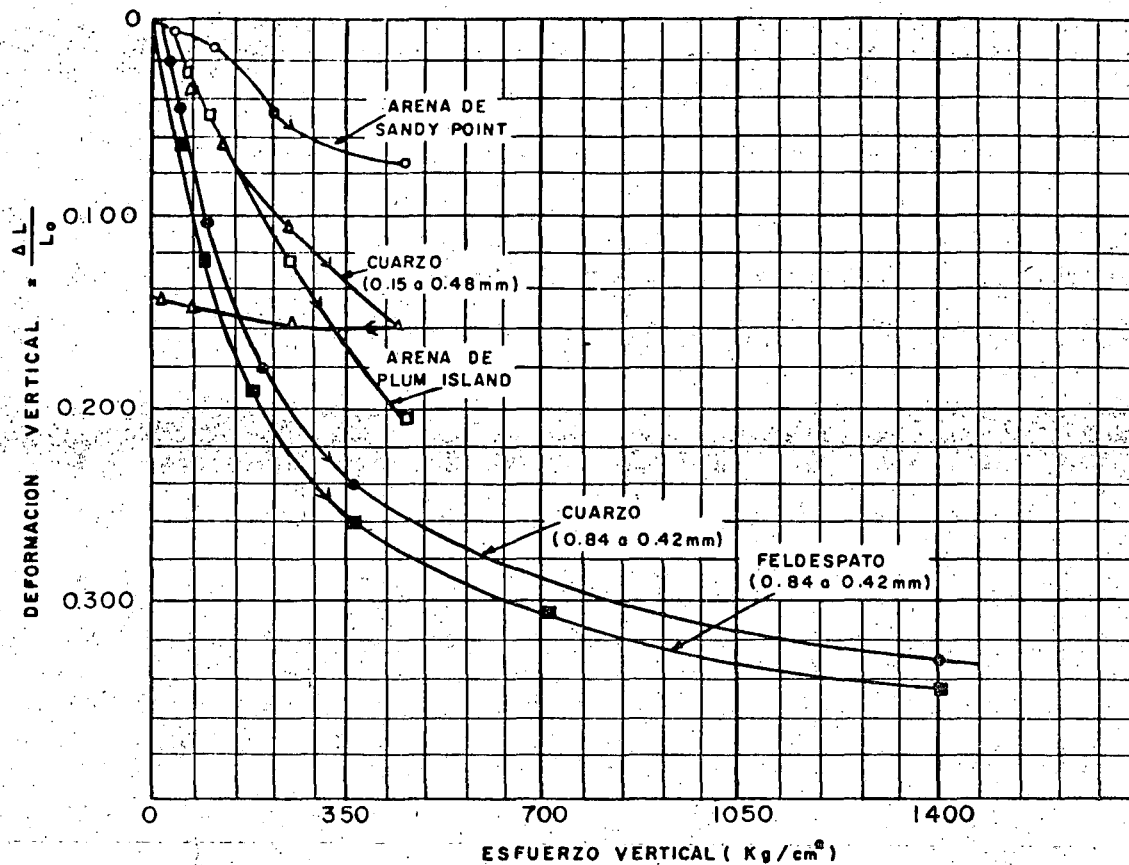


Figura I-18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo (Ref. 14).

ponen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos; el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamiento o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia relativa de estas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar.

A Compresibilidad en compresión isotrópica

Cuando una muestra de arena se somete a compresión isotrópica (ver párrafo I-10) pueden ocurrirle grandes deformaciones volumétricas como consecuencia de colapsos estructurales locales; éstos producen rodamientos y deslizamientos de las partículas y como resultado se ejercen fuerzas tangenciales de considerable en los puntos de contacto entre ellas. Sin embargo, estas fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero y, a pesar de ello, están actuando fuerzas de contacto muy grandes en los contactos individuales.

B Compresibilidad en compresión confinada

La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo-deformación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que esta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales transmitidas por áreas grandes. Para este caso, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan datos sobre el comportamiento de arenas de cuarzo (y el cuarzo es con mucho el elemento más común en casi todas las arenas reales) uniformes, medias y gruesas, inicialmente compactas. Probadas en consolidómetro mostraron un punto de fluencia a partir de esfuerzos del orden de $140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, más allá del cual el com-

portamiento fue plástico, debido al fracturamiento de las partículas individuales, que permitió grandes movimientos relativos. A partir de estos niveles de esfuerzo la deformación compactó a la arena.

En la figura I-18 (Ref. 19) se muestran resultados de pruebas de consolidación en varias arenas típicas, empleando altos niveles de esfuerzos. Se nota la gran compresibilidad que pueden exhibir los suelos granulares en estas condiciones, como consecuencia del deslizamiento de las partículas y del fracturamiento, que aunque puede comenzar a esfuerzo

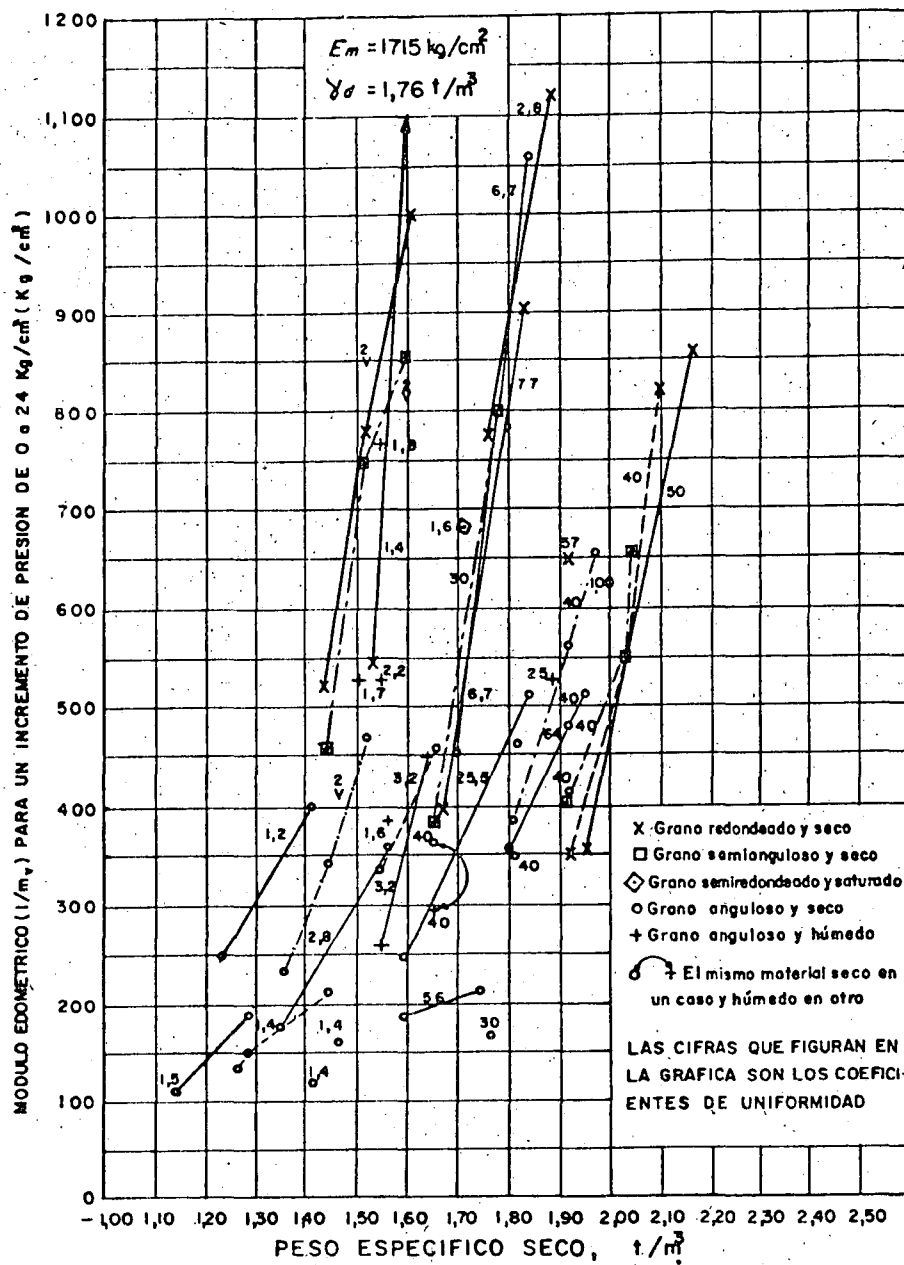


Figura I-19. Relación entre el módulo edométrico y el peso específico seco según diversos ensayos de laboratorio en materiales granulares (según Ref. 22).

bajo, aumenta grandemente en altos niveles. Los esfuerzos críticos para los que se produce el comportamiento plástico de las arenas y, por consecuencia, sus grandes deformaciones, serán menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas, y éstas sean más angulosas, cuanto más suelto y uniforme sea el suelo y cuanto menor sea la resistencia de las partículas individuales.

Desde luego es cierto que los niveles de esfuerzo a que se refieren las investigaciones citadas por Lambe y Whitman (por mencionar un solo ejemplo de toda la evidencia experimental que ya va habiendo) son inusualmente altos en relación a la práctica ingenieril. Estos datos se mencionan, más que nada, como norma de criterio.

Como ya se ha dicho, la deformación de suelos friccionantes en compresión confinada va acompañada

de la producción de finos a causa de la ruptura de las partículas; ésta es grande cuando la granulometría es uniforme y mucho más pequeña si la curva granulométrica es tendida. La producción de finos también crece con la angulosidad de las partículas y con la presión efectiva, e igualmente es mayor cuanto más suelto es el material.

La Fig. I-19 (Ref. 22) presenta una relación entre las características de compresibilidad de varios materiales granulares, representadas por lo que los autores definen como módulo edométrico ($E_m = \frac{1}{m_v}$

donde m_v es el módulo de variación volumétrica, tal como se define en la referencia 17, en la forma acostumbrada en la literatura estadounidense), correlacionándolo con el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación.

Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación; puede observarse de inmediato cómo aumenta el módulo edométrico al compactar el material. También se ve como un mismo material es más comprensible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano anguloso resultan ser más comprensibles que los de grano redondeado, lo cual resulta lógico a la luz de ideas expuestas más arriba. En general los suelos con coeficiente de uniformidad bajo se sitúan a la izquierda de la figura, en tanto que los que lo tienen alto lo hacen a la derecha. Cuanto más redondeadas son las partículas y mayor es la variedad de tamaños, mayor es el peso específico que se alcanza con una misma energía de compactación.

C Compresibilidad en compresión triaxial

Las características de compresibilidad de materiales granulares han sido estudiadas con un poco más de minuciosidad y en mayor variedad de casos y materiales en aparatos triaxiales, ya mencionados en el párrafo I-10, pero los que se tratarán con mayor detalle en párrafos siguientes de este capítulo.

En la referencia 19, Lambe y Whitman hacen un estudio general del comportamiento de las arenas en pruebas triaxiales. En el desarrollo de la prueba distinguen dos etapas de comportamiento en cuanto a deformación. La primera etapa corresponde al principio del proceso de carga y en ella se producen deformaciones muy pequeñas, acompañadas generalmente de una disminución en el volumen del espécimen, causado por una tendencia de las partículas a adoptar formas estructurales más compactas. Después viene la etapa de falla, en la cual puede presentarse el máximo de resistencia, si la arena exhibe una falla frágil. Ahora las deformaciones verticales sólo se pueden producir si se desarrollan en la masa movimientos laterales de las partículas que las permitan, y la consecuencia definitiva parece ser un aumento en el volumen del espécimen. Este es el efecto de dilatación, que fue primeramente observado e investigado por O. Reynolds, en 1885. Como se dijo, en esta segunda etapa queda incluido el punto de resistencia máximo, a partir del cual la arena exhibe una disminución de resistencia, al continuar el proceso de deformación. Esta disminución, más notable cuanto más compacto sea el estado inicial de la arena (materiales de falla frágil marcada), puede explicarse como una consecuencia del acomodo individual de las partículas. Si se imagina una masa de partículas individuales de arena sobre una superficie horizontal, los planos de contacto entre los granos no serán horizontales sino inclinados, de manera que para producir la falla por cortante no sólo será necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, será preciso obligar a las partículas a moverse unas sobre otras, rodando y deslizándose sobre ellas.

La fricción produce la componente normal de resistencia que tradicionalmente se ha incluido en el ángulo de fricción interna, del que se hablará más adelante; pero el movimiento relativo entre las partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia y de deformación, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, será grande el monto de resistencia y de deformabilidad que representa la necesidad de mover los granos, pero a medida que éstos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento (los planos a través de sus puntos de contacto irán siendo más horizontales en el ejemplo que se mencionó al principio de este análisis), irá siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que adelante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto, según la deformación crece; naturalmente esta disminución de resistencia tiene un límite inferior, representado por aquel arreglo de los granos que permita el deslizamiento relativo de éstos sin movimiento de reacomodo estructural. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva esfuerzo-deformación correspondiente a falla plástica y será prácticamente insignificante la componente de resistencia por acomodo.

Si los conceptos anteriores son correctos, la relación de vacíos inicial de la arena tendrá una influencia decisiva en su comportamiento esfuerzo-deformación, lo cual parece ser lo que efectivamente sucede, si se toma en cuenta que la falla frágil o plástica de una arena depende sobre todo de su compacidad inicial.

Una de las investigaciones más significativas sobre compresibilidad y resistencia de materiales granulares, es la desarrollada por Marsal y sus colaboradores para el proyecto de grandes presas; esta investigación, patrocinada por la Comisión Federal de Electricidad de México y realizada, en parte, en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se encuentra básicamente contenida en las referencias 23, 24, 25, 26 y 27.

Marsal y sus colaboradores disponen de varias piezas de equipo de laboratorio que por su tamaño y características permiten realizar investigaciones muy representativas para definir el comportamiento de suelos de partículas gruesas en altos niveles de esfuerzo. Este equipo incluye una cámara triaxial de alta presión (hasta 25 kg/cm²), capaz de probar especímenes de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura (con tamaño máximo de partícula de 20 cm); un equipo de compactación a gran escala, y otro que puede probar especímenes con tamaño máximo de 15 cm en condiciones de deformación plana y hasta con 22 kg/cm² de presión de confinamiento. Algunas de las conclusiones de los estudios sobre resistencia se mencionarán más adelante y en este párrafo sólo se presentan algunas conclusiones relativas a compresibilidad.

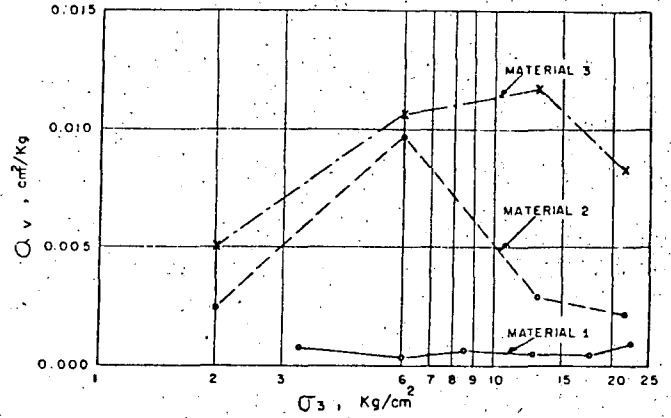
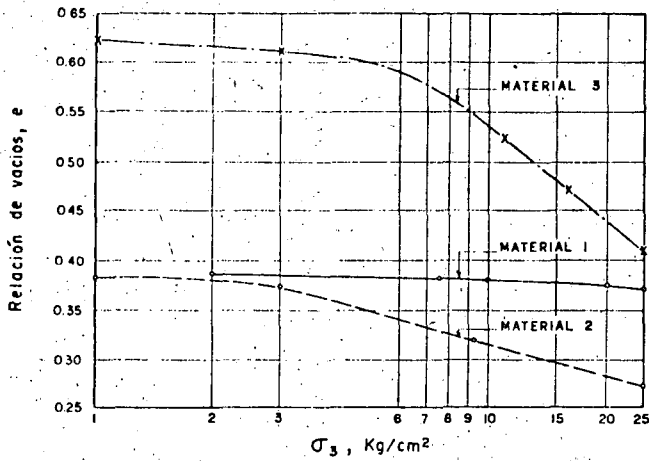


Figura 1-20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

En la Fig. 1-20 aparecen los resultados obtenidos al medir la compresibilidad de tres materiales nombrados 1, 2 y 3 (Ref. 24).

El material 1 está formado por fragmentos de basalto, producto de trituración. Los fragmentos eran sanos, con una resistencia a la compresión sin confinar superior a $1,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y el peso volumétrico seco del espécimen fue de $2.14 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$. El material 2 fue un gneiss granítico, producto de explotación con explosivos; las partículas presentaban capas delgadas de esquisto; su resistencia a la compresión sin confinar fue de $740 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y tenía un peso volumétrico seco de

1.98 T/m^3 . El material 3 fue otro gneiss granítico con granulometría más uniforme que el 2 y con un peso volumétrico de 1.62 ton/m^3 ; no se reporta su resistencia a la compresión sin confinar.

Puede verse en la Fig. 1-20 que las curvas relación de vacíos-presión de cámara presentan las características de las de los suelos preconsolidados (ver sección I-12). En la misma figura se aprecian los valores del coeficiente de compresibilidad a_v para los tres materiales (ver la misma sección I-12, adelante); es de notar que los valores del coeficiente de compresibilidad son suficientemente importantes como para justificar asentamientos grandes en terraplenes altos, dentro de la práctica actual de las vías terrestres.

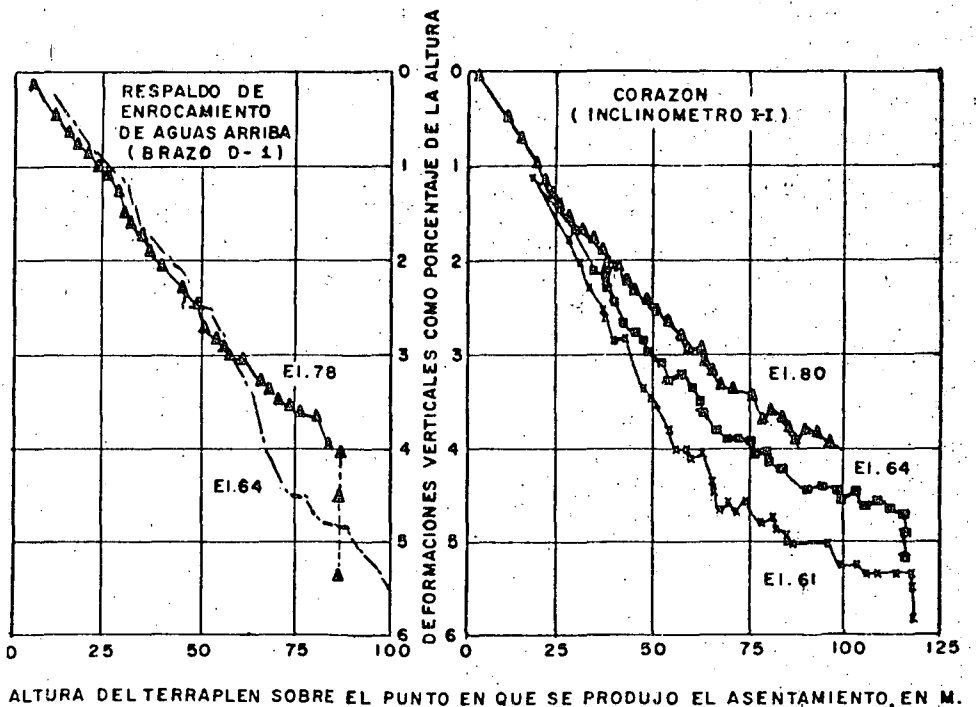
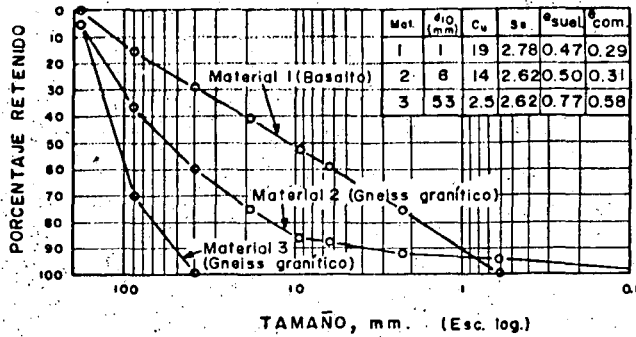
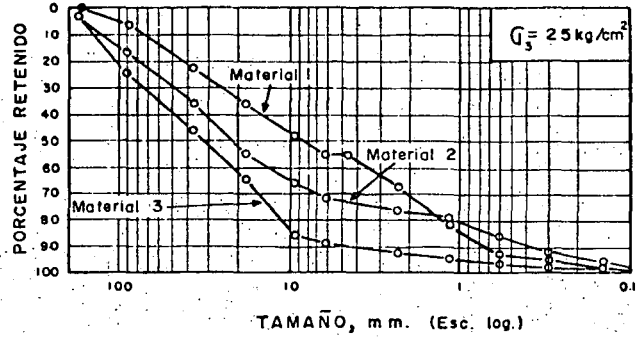


Figura 1-21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo (Ref. 26).

ALTURA DEL TERRAPLEN SOBRE EL PUNTO EN QUE SE PRODUJO EL ASENTAMIENTO, EN M.



a. Antes de la prueba.



b. Después de la prueba.

Figura I-22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

Resultados como los anteriores están contra la actitud tradicional, aún más común en la tecnología de las vías terrestres de lo que fuera de desearse, de que los pedraplenes tienen un comportamiento "noble", independientemente de sus dimensiones y de como se construyan. De hecho, Marsal y sus colaboradores (Ref. 26) han encontrado para el caso de la Presa del Infiernillo de 148 m de altura (Fig. I-21) que los respaldos de enrocamiento han sufrido asentamientos del mismo orden que los del corazón impermeable arcilloso, construido con materiales de los que tradicionalmente se consideran compresibles.

Un problema fundamental y estrechamente relacionado con la compresibilidad de los suelos granulares de grano grueso bajo cargas importantes y que ha sido puesto de manifiesto por la investigación moderna, es el que se refiere a la ruptura de las partículas y su contribución a la deformación total (Refs. 24 y 25). El fenómeno produce cambios en la com-

posición granulométrica y en las propiedades mecánicas del material, muy especialmente en la compresibilidad. La Fig. I-22 muestra las curvas de composición granulométrica de los tres materiales de enrocamiento estudiados por Marsal y sus colaboradores, a los cuales ya se ha hecho referencia un poco más arriba (Ref. 24), antes y después de ser probados en la cámara triaxial gigante, llegando a presiones de confinamiento de 25 kg/cm².

Es de notar muy especialmente la degradación sufrida por el material N° 3 (de granulometría muy uniforme), aunque el fenómeno es claramente perceptible en los tres materiales. Parece claro que a mayor uniformidad de la granulometría original se tiene mayor rotura de granos.

Marsal propone como medida de la rotura de granos un número, representado por *B*, que se obtiene como sigue. Una vez que se dispone de la curva granulométrica del material antes y después de la prueba triaxial, es posible comparar los porcentajes retenidos en ambos casos y obtener sus diferencias; se consideran positivas las diferencias en que el porcentaje de la granulometría original es mayor y negativas en caso contrario. Pues bien, la suma de las diferencias positivas es precisamente el valor de *B* buscado. Es evidente que la diferencia en cada porcentaje retenido representa la fragmentación que ha tenido lugar en esa fracción del suelo. En la Fig. I-23 (Ref. 24) se relaciona el coeficiente *B* de rotura de granos con el valor de la presión de confinamiento utilizada en la cámara triaxial, en diferentes pruebas.

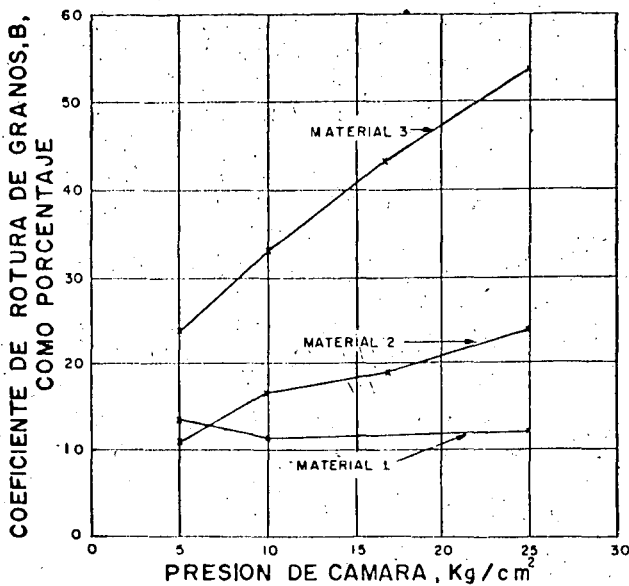


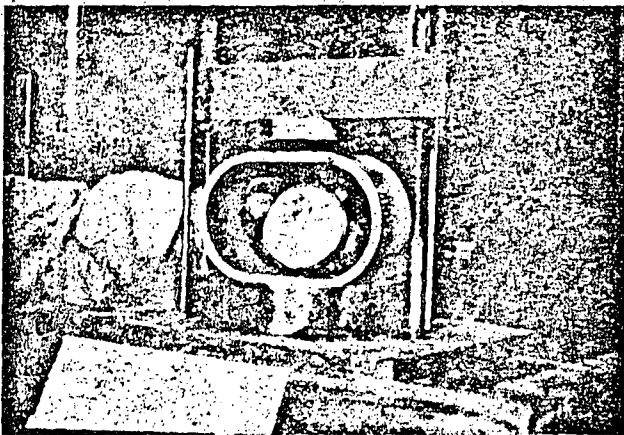
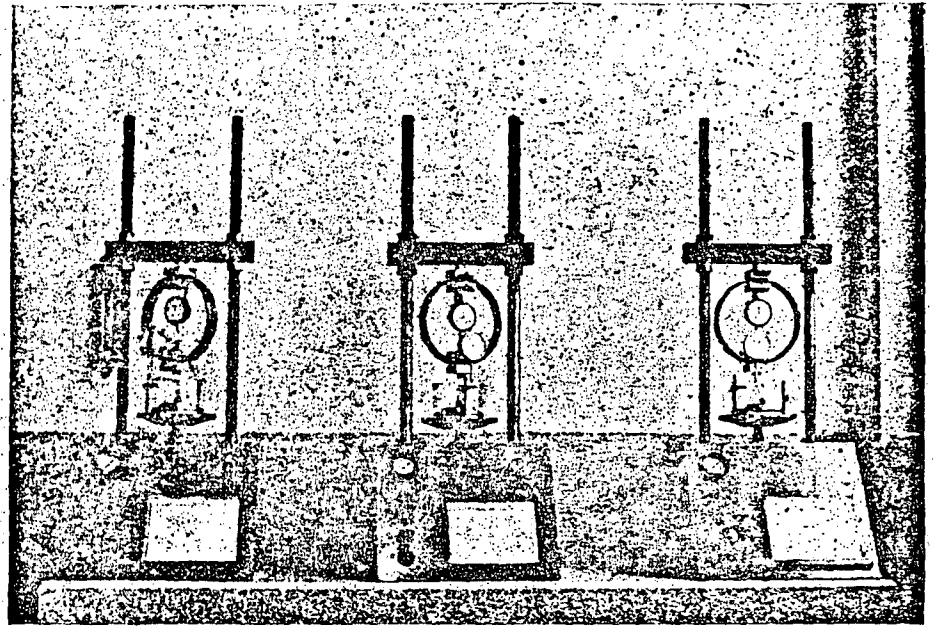
Figura I-23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

I-12 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COHESIVOS

A Consolidación

La deformación de los suelos cohesivos, aun bajo cargas relativamente pequeñas, ha sido tradicionalmente reconocida por los técnicos como un problema de fundamental interés, por ser causa de graves deficiencias de comportamiento, sobre todo en cimentaciones de estructuras sobre arcillas blandas o limos

Consolidómetros neumáticos tipo Geotec



Detalle del consolidómetro

plásticos. De hecho, los más tempranos triunfos de la Mecánica de Suelos y mucho de su fama inicial se deben al éxito que tuvo en aquellos momentos en el desarrollo de teorías y técnicas para la predicción y control de asentamientos.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también porque éstos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que una estructura sufra grandes deformaciones años después de su erección.

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de sollicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo generalmente largo, se denominarán procesos de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la po-

sición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical; esta es la consolidación unidimensional. Sucede en la realidad, por ejemplo, en estratos de gran extensión en comparación con su espesor, comprimidos bajo cargas que ocupan áreas importantes. También sucede cuando un estrato grueso de arcilla contiene tal cantidad de capas delgadas de arena que la deformación lateral queda restringida a límites despreciables.

En estos casos y en otros similares, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproxi-

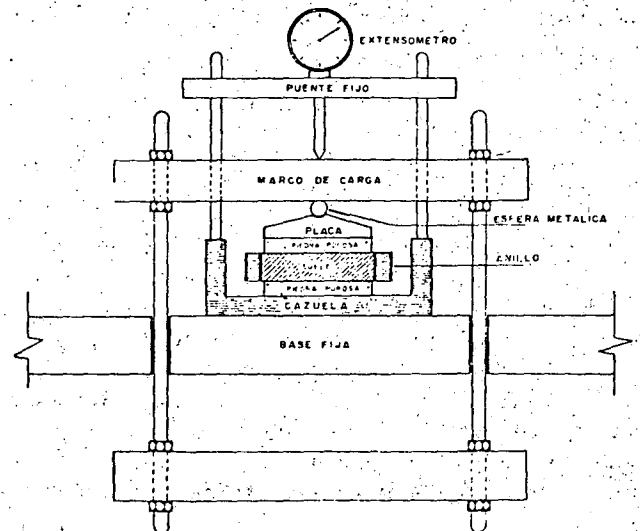
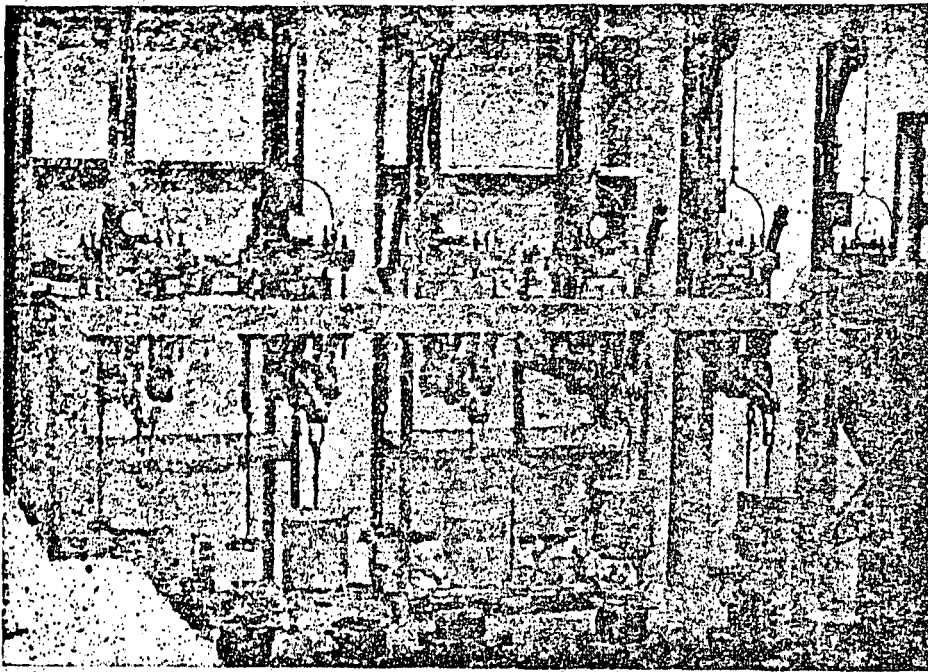


Figura I-24. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante.



Banco de consolidómetros

mación razonable, realizando la prueba de compresión confinada o de consolidación unidimensional (párrafo I-10) sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos, en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si éste es el caso o no, no se sabe en la actualidad. Es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyan en el hecho observado de que los asentamientos predichos sean mayores que los reales.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se pone entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro (Fig. I-24). El consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante", hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga mostrado en la

Fig. I-24 se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un espacio de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene

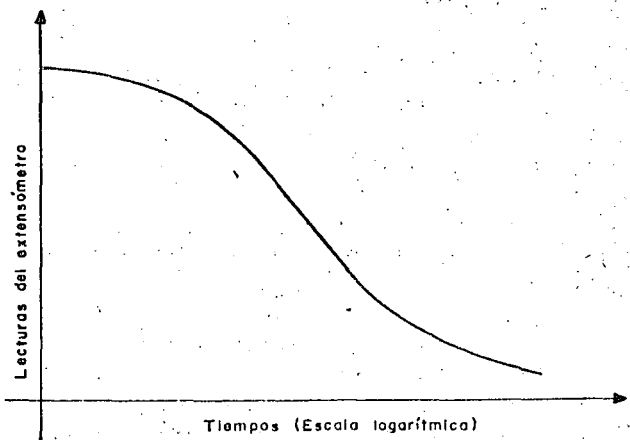


Figura I-25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

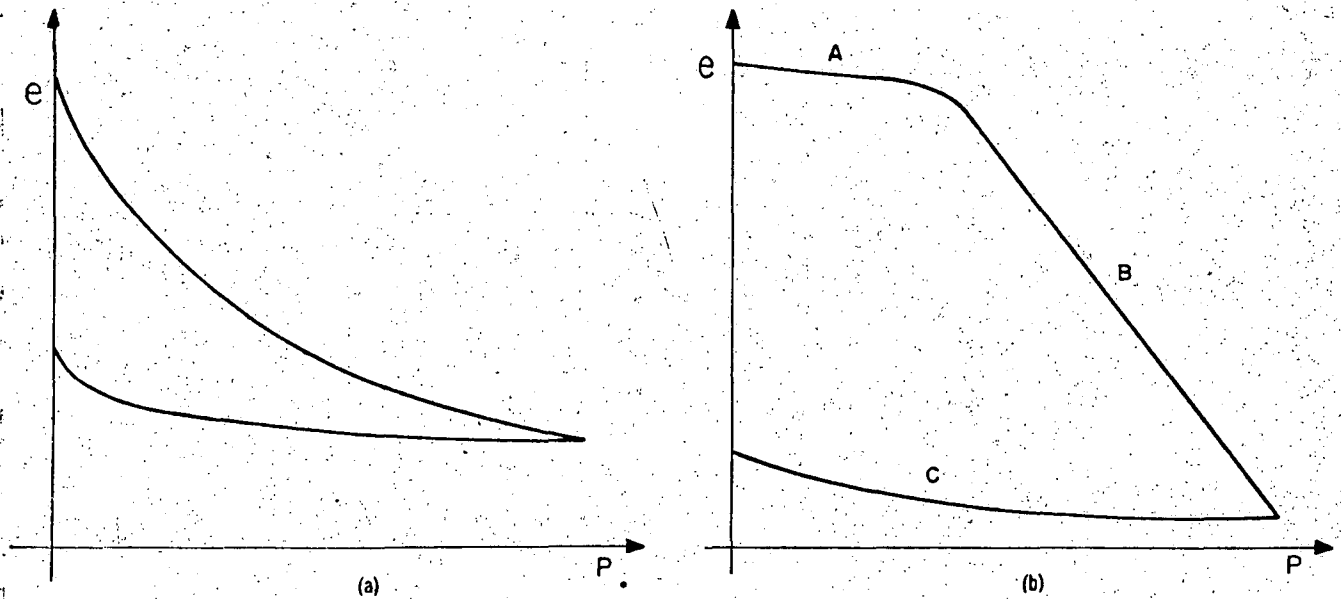


Figura I-26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semi-logarítmica.

una para cada incremento de carga aplicado. En la figura I-25 se muestra la forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura I-26 se muestran, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El *A* (Fig. I-26.b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo *B*. El *B* es por lo general un tramo muy aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le sujeta a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamen-

te a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo *C* de la figura I-26.b corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo *A* de la curva de compresibilidad suele

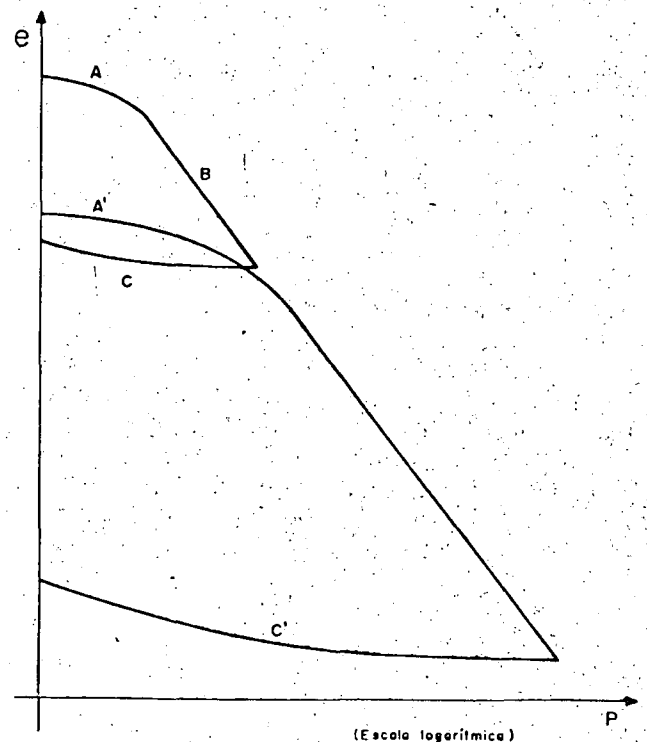


Figura I-27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

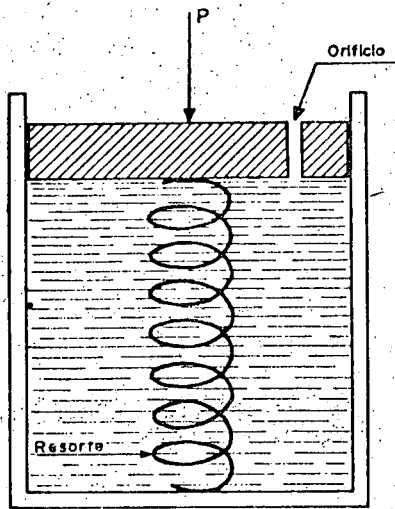


Figura I-28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

llamarse "tramo de recompresión"; el B, "tramo virgen", y el C "tramo de descarga". La razón de estos nombres se comprenderá con lo que sigue.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consoli-

dación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición $p = 0$.

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio es la que aparece en la Fig. I-27.

En la gráfica A' B' C', correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo A', de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior; mientras que el nuevo tramo virgen, B', rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C' resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A', B' y C', del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B y C, del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A', cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior; mientras que un tramo virgen, tal como el B', resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural

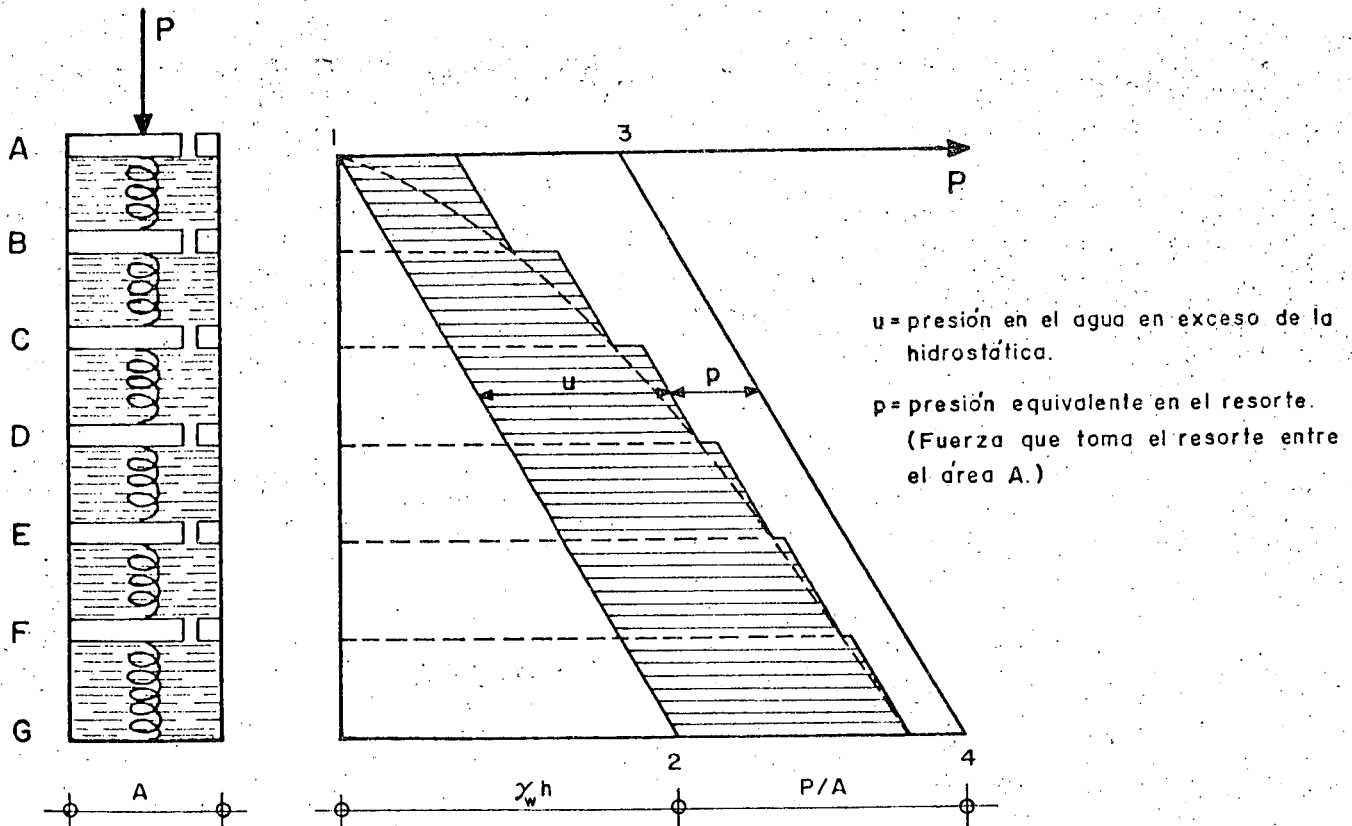


Figura I-29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la Fig. I-26.b, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que las correspondientes al tramo B, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección recta A, provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la Fig. I-28.

Al pistón lo soporta un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga P, manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse nada y, así, toda la carga P estará soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a P/A, que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte, que tomará carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande, se logrará que la totalidad de la carga P quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de P.

Si en lugar de un cilindro con su resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados

como se muestra en la Fig. I-29, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1-2 de la Fig. I-29). No habrá en el fluido ninguna tendencia a moverse, si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o si se considera que el dispositivo llegó al equilibrio en el comienzo del experimento. Si se aplica bruscamente una carga P al primer pistón, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, generándose en él una presión en exceso de la hidrostática, que se transmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3-4 de la Fig. I-29. No existe aún ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior, que está en las condiciones antes analizadas para el caso de una sola cámara. La diferencia de presiones en dicho orificio (P/A) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara; tan pronto como se inicia ese flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transfiriéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte. La reducción de la presión del fluido en la primera cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Como consecuencia, disminuye también la presión del fluido en la segunda cámara, transmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras inferiores. El fin del proceso será, obviamente, el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática, estando la carga P totalmente soportada por los resortes.

En cualquier instante (t) después de la aplicación de la carga (P), la distribución de presiones del fluido y los resortes, u y p respectivamente, es la que se indica con la línea quebrada que aparece en la ya citada Fig. I-29. Nótese que en cada cámara la presión en el fluido sigue una ley lineal y que las discontinuidades en la presión, representadas por

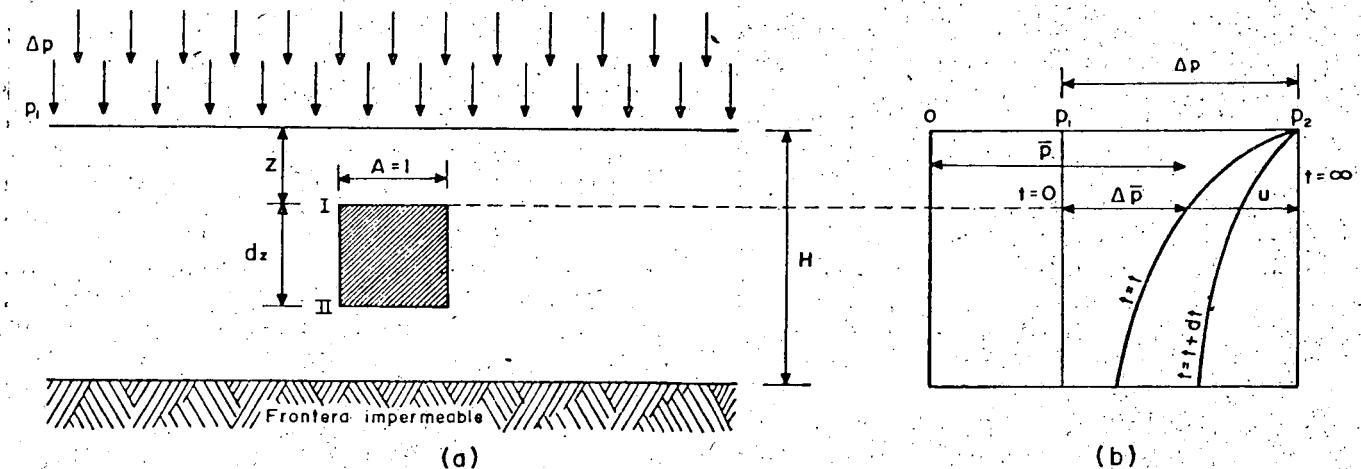


Figura I-30. Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

los tramos horizontales, se producen solamente en los orificios. Conforme el tiempo pasa, la línea quebrada se desliza continuamente hacia la izquierda.

Si el volumen de las cámaras se considera muy pequeño, y el número de ellas muy grande, el modelo se acercará a la condición que prevalece en los suelos. La línea quebrada que representa la distribución de presión en un número pequeño de cámaras tenderá a convertirse en una curva continua a medida que el número de cámaras aumente. (Curva de trazo discontinuo en la Fig. I-29.)

En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resortes del modelo, el agua intersticial libre por el fluido incomprensible de las cámaras y los canaliculos capilares por los orificios de los émbolos.

Considérese ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor, H , tal que pueda considerarse despreciable la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo, en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas. (Fig. I-30.)

Se supondrá que el agua sólo puede drenarse por la frontera superior del estrato, al cual se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable. El estrato ha estado sometido a una presión p_1 durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esa presión. Considérese que en las condiciones anteriores se aplica al estrato un incremento de presión Δp . La presión total sobre el estrato será $p_2 = p_1 + \Delta p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta íntegramente por el agua intersticial, que adquirirá por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática (a lo largo de todo el espesor H), igual a Δp , como se muestra en la Fig. I-30. b.

Al cabo de un tiempo t habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y, consecuentemente, parte del exceso de presión hidrostática se habrá transferido a la estructura sólida del suelo ($\Delta \bar{p}$). La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ($\bar{p} = p_1 + \Delta \bar{p}$ y u , respectivamente) queda representada por la curva $t = t$ en la misma I-30. b.

Es evidente que

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \quad (1-36)$$

y la ecuación anterior es válida en cualquier instante, t y a cualquier profundidad, z . En un instante posterior, $t + dt$, la nueva distribución de presiones aparece también en la Fig. I-30. b. En esta figura se puede ver que tanto la presión $\Delta \bar{p}$, en la estructura del suelo, como la u , en el agua intersticial, son funciones de la profundidad, z , y el tiempo t . Puede escribirse

$$u = f(z, t) \quad (1-37)$$

Por lo tanto,

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t) \quad (1-38)$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical.

La ecuación (1-37) tiene solución matemática bajo la forma de la ecuación diferencial (Ref. 17):

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1-39)$$

que se ha llamado ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua sólo vertical, pues se planteó y dedujo bajo tales hipótesis.

En ella:

k , es el coeficiente de permeabilidad del suelo.

e , es la relación de vacíos del suelo (antes de iniciarse el proceso de consolidación).

a_v , es el coeficiente de compresibilidad del suelo.

$$a_v = \frac{de}{dp} = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (1-40)$$

Este coeficiente expresa el cambio de la relación de vacíos para un incremento dado de la presión efectiva; es la pendiente de la curva de compresibilidad (Fig. I-26). A partir del coeficiente a_v se define:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (1-41)$$

llamado coeficiente de variación volumétrica, que expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con el volumen inicial (Ref. 17).

Finalmente, la expresión

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = C_v \quad (1-42)$$

define el llamado coeficiente de consolidación del suelo.

Para llegar a una solución manejable, la ecuación (1-39) ha de resolverse para las condiciones iniciales y de frontera del problema particular de que se trate.

La solución que se menciona en lo que sigue considera que la presión $\Delta \bar{p}$ que produce la consolidación de un estrato de espesor H , es constante en todo el espesor (la solución es también aplicable a una repartición triangular de la presión). Dicha solución es (Ref. 17):

$$u = \Delta \bar{p} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} 3en \left[\frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v}{4H^2} t} \right\} \quad (1-43)$$

Donde:

u : es la presión que tiene el agua por arriba de la hidrostática, en punto del estrato a la profundidad z y en el instante t del proceso de consolidación.

z : es la profundidad del punto dentro del estrato en que se calcula u .

h : es el espesor del estrato que se consolida.

t : es el instante del proceso de consolidación en que se mide u .

e : es el número base de los logaritmos neperianos.

Naturalmente, la ecuación (1-43) no es manejable para la solución de un problema práctico. Para transformarla en una expresión que sí se pueda utilizar en un cálculo sencillo, es preciso definir los siguientes dos conceptos importantes.

a) Grado de consolidación de un estrato sometido a un proceso de consolidación, en un instante in-

termedio del proceso, t , es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por U .

En la Ref. 17 se demuestra que el grado de consolidación así definido resulta ser

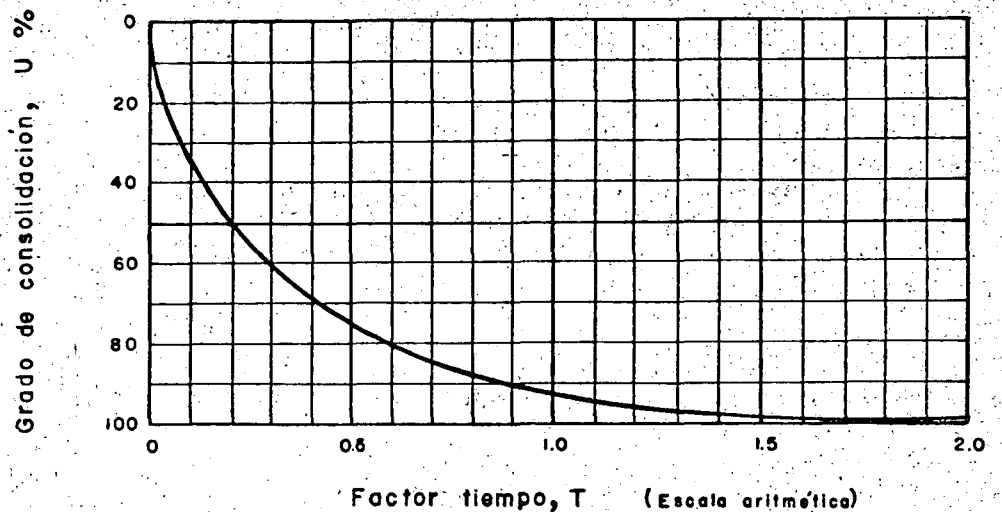
$$U(\%) = 100 \left[1 - \frac{\int_0^{ZH} u dz}{\Delta p \cdot 2H} \right] \quad (1-44)$$

donde u está dado por la expresión (1-43).

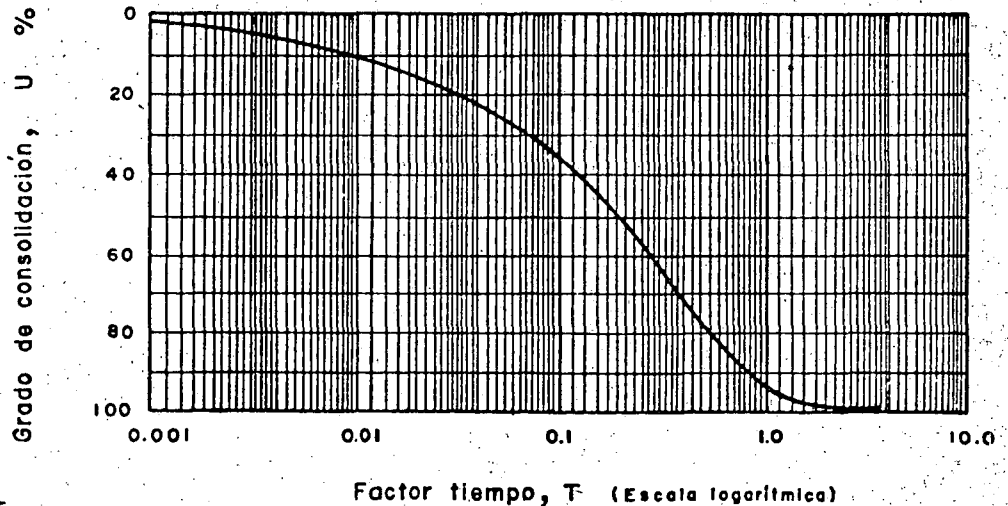
b) Factor tiempo, T , es la magnitud adimensional:

$$T = \frac{C_v}{H^2} t \quad (1-45)$$

Con estas definiciones, substituyendo la expresión



(a)



(b)

Figura I-31. Curvas teóricas de consolidación. a) Trazado aritmético. b) Trazado semi-logarítmico.

(1-45) en la (1-43) y el resultado de tal operación en la (1-44), se tiene:

$$U (\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T} \right] \quad (1-46)$$

La expresión (1-46) establece la relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo, y es la expresión conclusiva de la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi.

A partir de la expresión (1-46), dando valores a T y calculando la correspondiente de U , resulta la relación anotada en la tabla 1-1 y representada en la Fig. 1-31.

La Teoría de la Consolidación Unidimensional, que desemboca en la relación expresada en la ecuación (1-46), en la tabla 1-1 o en la Fig. 1-31, está obtenida bajo las siguientes hipótesis. (Ref. 17):

a) El suelo se deforma en una sola dirección, por ejemplo la vertical.

b) El flujo del agua ocurre sólo en la dirección vertical.

c) Es válida la ley de Darcy.

d) El suelo está totalmente saturado.

e) El agua y las partículas minerales del suelo son incompresibles; al ser consideradas individualmente.

f) La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña como para que un valor dado de la variable z pueda suponerse constante durante todo el proceso de consolidación.

g) Δp es constante en el estrato.

h) El coeficiente de consolidación, C_v , es constante durante todo el proceso de consolidación.

i) En el momento en que se hace una aplicación práctica de la Teoría de la Consolidación al cálculo de un asentamiento, obteniendo los parámetros de comportamiento del suelo (por ejemplo, el C_v) de una prueba de compresión no confinada efectuada en el laboratorio, se acepta que estos parámetros tienen en el fenómeno real los mismos valores que en la prueba, lo que equivale a aceptar la plena representatividad de la prueba y a despreciar todos los efectos de escala entre prueba y realidad.

El conjunto de las hipótesis anteriores señala el campo de aplicabilidad de la Teoría de Terzaghi. Ya se comentó que las hipótesis (a) y (b) son razonables en estratos de gran extensión y mucho menor espesor, pero naturalmente no se puede hablar de flujo vertical únicamente, si la masa de suelo en consolidación bajo carga tiene dimensiones del mismo orden en las tres direcciones del espacio; incidentalmente, puede señalarse que en la Ref. 17 se estudia la extensión de la Teoría de la Consolidación a casos de flujo bi y tridimensional.

TABLA 1-1

Relación teórica: $U (\%) - T$	
$U (\%)$	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

La hipótesis (c) probablemente se ajusta bastante a lo que sucede en los suelos finos cohesivos.

Las hipótesis (d) y (e) seguramente no inducen errores muy graves en las aplicaciones de la teoría a suelos muy finos (arcillosos), situados bajo el nivel freático (como suele ser el caso de los suelos transportados y depositados en zonas lacustres, fluviales o marinas); sin embargo, hay dudas sobre lo que puedan deformarse y romperse los cristales de suelo, bajo las altas presiones que en realidad actúan entre sus puntos de contacto.

La importancia de las hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales; de hecho, en este caso particular, los resultados de la Teoría de la Consolidación ha demostrado muchas veces su excelencia para producir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de la aproximación ingenieril.

En la Ref. 17 se presentan ligeras variantes de la teoría aquí expuesta para el caso de distribuciones de la presión exterior dentro del estrato diferente de la uniforme, que es la que se ha considerado.

Se vio que el factor tiempo se definía como

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2} \quad (1-47)$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T \quad (1-48)$$

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación:

a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato. En realidad, este punto merece una disgresión. El espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical, es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato (Fig. I-32.a). Si el estrato está drenado por ambas caras, superior e inferior, la máxima trayectoria del agua al drenarse es el semiespesor real del estrato de suelo, o sea que el espesor efectivo es la mitad del real (Fig. I-32.b). En las fórmulas de la Teoría de Consolidación Unidimensional la H que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos H_1 y H_2 , los períodos t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (1-49)$$

b) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo, t , necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad k . Por lo tanto, si dos estratos del mismo espesor efectivo tienen permeabilidades diferentes, k_1 y k_2 , respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1} \quad (1-50)$$

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad a_v . Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes, a_{v1} y a_{v2} , los tiempos, t_1 y t_2 , necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v1}}{a_{v2}} \quad (1-51)$$

Al hacer a una muestra de suelo una prueba de consolidación se obtienen curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados. Ya se vio que estas curvas relacionan las lecturas realizadas en un micrómetro con los correspondientes tiempos.

Por otra parte, como resultado de una aplicación estricta de la Teoría de Terzaghi, se ha obtenido una curva teórica U (%) — T , en donde T es el factor tiempo, que involucra a todas las variables que afectan el progreso del proceso de consolidación.

Desde luego T y t son directamente proporcionales para una muestra dada, en una cierta condición de carga.

Si se imagina, además, que el suelo sigue rigurosamente los requerimientos de la teoría, el grado de consolidación y las lecturas micrométricas estarían también relacionadas por una ley lineal de proporcionalidad, puesto que, en tales condiciones, a un 50% de consolidación, por ejemplo, está asociada la mitad de la deformación del suelo. Así pues, si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, la curva teórica U (%) — T y las curvas de consolidación de laboratorio deberán ser semejantes, difiriendo únicamente en el módulo de las escalas empleadas. Inciden-

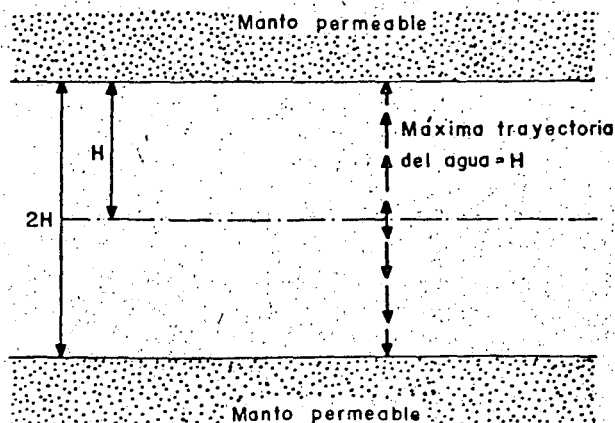
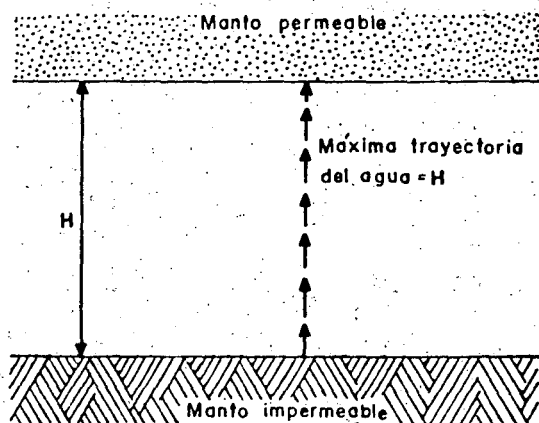


Figura I-32. Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

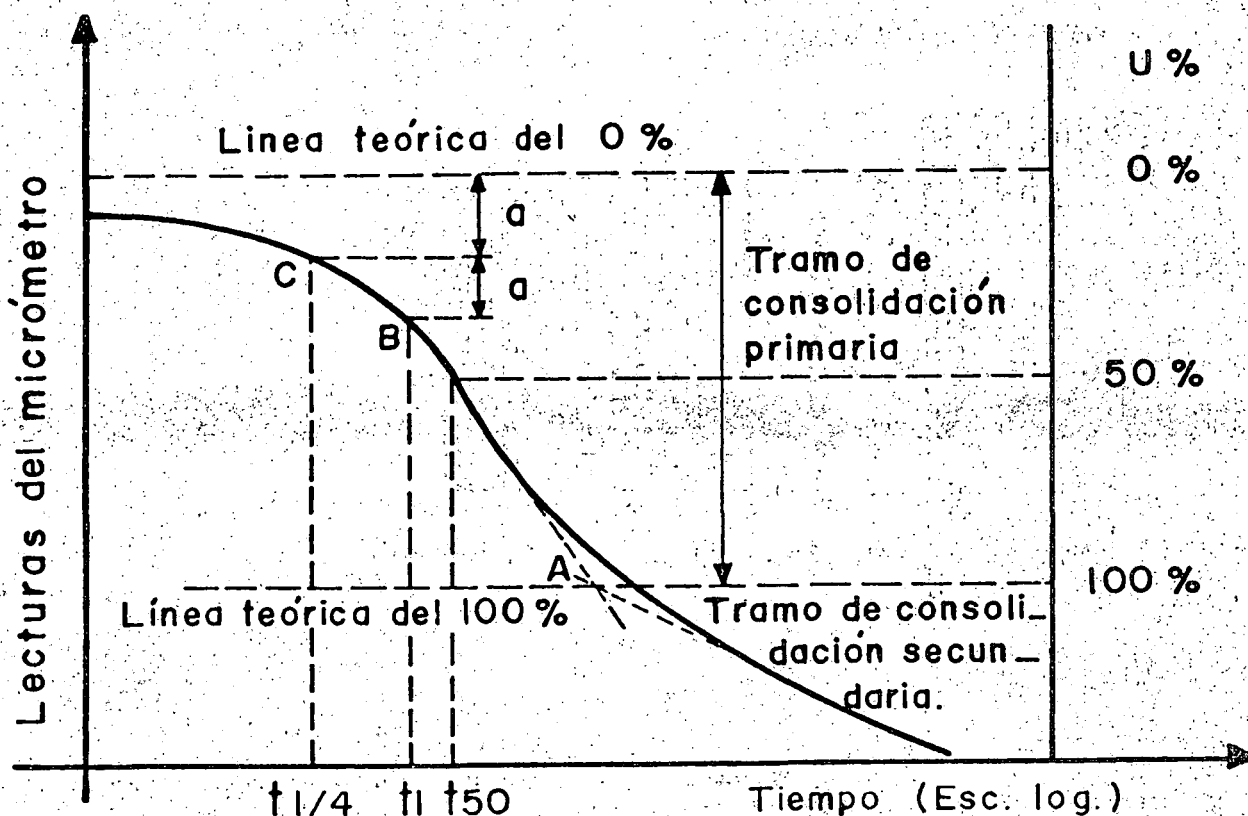


Figura I-33. Determinación de 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

talmente, lo que las curvas de consolidación se aparten de la forma teórica ofrece una medida simple para calificar lo que ese suelo se aparta de un comportamiento estrictamente apegado a la Teoría de Terzaghi.

Por lo tanto, si el suelo se apega a la teoría será posible lograr que las dos curvas coincidan totalmente, a condición de modificar la escala de las curvas prácticas en la proporción conveniente.

En realidad, ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica, y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en qué punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala U (%) con la de lecturas micrométricas.

Si el suelo contiene algo de aire o si la muestra no se ajusta perfectamente al anillo, existirá una deformación rápida inmediatamente después de la aplicación del incremento de carga. Observando las lecturas del micrómetro no puede definirse si las primeras deformaciones se deben a esos ajustes rápidos o representan ya el inicio del fenómeno de consolidación. Afortunadamente, la curva de consolidación para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola y puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas.

Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación

primaria. De los varios métodos propuestos para ello, se menciona a continuación uno debido al doctor A. Casagrande que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica (Fig. I-33).

En trazado semilogarítmico, la curva de consolidación presenta la ventaja de que en ella se define por un tramo recto, generalmente muy preciso, la parte en donde la consolidación secundaria¹ ya se hace notable. Esto permite definir, por simple inspección, la zona en que la consolidación primaria se completa; prácticamente hablando, esta zona es la correspondiente a la transición entre la parte inclinada de amplia curvatura y el tramo recto final (véase la Fig. I-33). Empíricamente se ha observado (A. Casagrande) que un punto (A) obtenido como la intersección del tramo recto de compresión secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria.

Como el efecto secundario se presenta desde el principio de la prueba, realmente no es posible fijar un punto específico en el cual el efecto primario termine y aquél empiece. Por lo tanto, hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria. En la primera parte del desarro-

¹ Esta consolidación se define más adelante en este mismo párrafo.

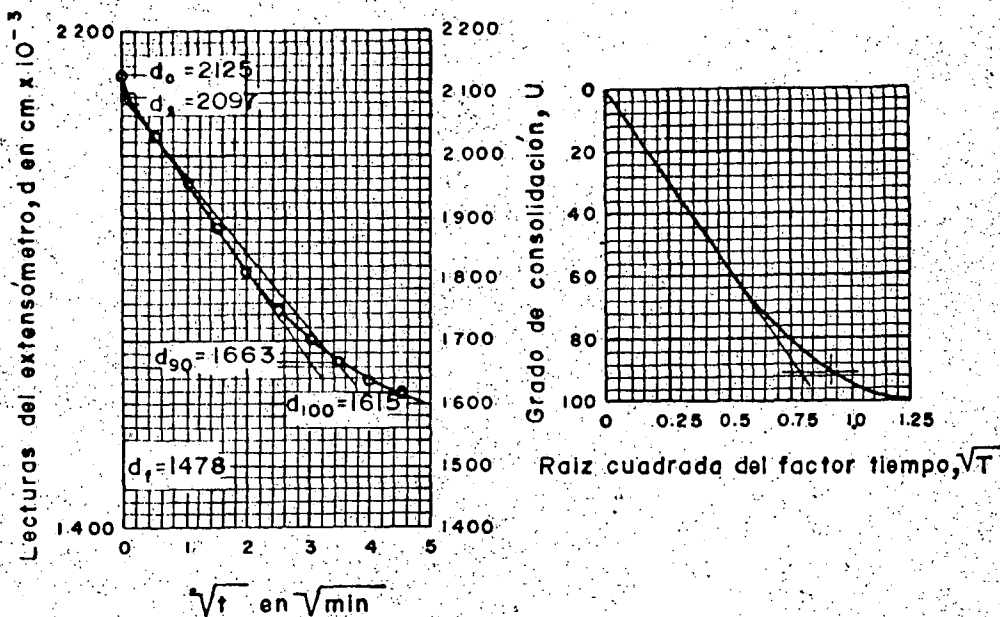


Figura I-34. Método de Taylor para el cálculo de los valores de C_v .

llo de la curva de consolidación, el efecto secundario no es aún muy notorio y por esta razón se encuentra que la relación parabólica, ya mencionada, es correcta dentro de una aproximación razonable. La línea del 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (Fig. I-33).

Escójase un tiempo arbitrario, t_1 , tal que el punto correspondiente, B, en la curva observada esté situado, de un modo notorio, antes del 50% de consolidación. Obténgase el punto C, correspondiente a un tiempo $t_1/4$ y determínese la diferencia de ordenadas, a , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser de $\sqrt{4} = 2$. Es decir, el origen de la parábola está a una distancia a arriba de C. Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

En la Fig. I-33 puede verse en la parte derecha la escala U (%) trazada a partir de los límites encontrados. Es así evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación. (Este valor del tiempo, t_{50} , juega un papel de interés en cálculos que se detallarán posteriormente.)

Nótese que toda la construcción anterior depende, en principio, de que puede situarse la escala U (%) en las diferentes curvas de consolidación, o sea de poder determinar en éstas el 0 y el 100% de consolidación primaria. Esto, a su vez, depende de que la forma de la curva de consolidación se apege a la curva teórica, de modo que se definan los quiebres y las inflexiones necesarias. Desgraciadamente esto no siempre sucede en la práctica y muchas veces la forma de las curvas obtenidas en el labora-

torio es totalmente inapropiada para efectuar las debidas construcciones. D. W. Taylor ha desarrollado un método alternativo para el cálculo de los coeficientes de consolidación que da buen resultado en muchos casos en que falla el anteriormente descrito.

El método exige el trazado de la curva teórica en unos ejes en los que se usan como ordenadas los valores de U (%) y como abscisas los valores de \sqrt{T} (Figura I-34.a).

La curva teórica resulta una recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, como debe suceder teniendo en cuenta que es aproximadamente parabólica en ese intervalo.

De la tabla de valores, ya obtenida, U (%) - T , puede determinarse que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación. En la Fig. I-34.b. se muestra una forma típica de curva real en representación de lecturas micrométricas $-\sqrt{t}$. Prolongando el tramo recto puede tenerse una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trácese otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación de un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria. Nótese que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como el 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta mencionada.

Usando esta construcción conviene calcular el C_v con la expresión

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} H^2 = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} \quad (1-52)$$

De las ideas expuestas y de la similitud de forma de las curvas obtenidas en los sucesivos ciclos de carga (Fig. I-27), se deduce que en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Esta presión, que representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad, se denomina su carga de preconsolidación y juega muy importante papel en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca sino gradual, y no se puede determinar a simple vista la presión con que comienza el segundo tramo mencionado. El doctor A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación (p_c), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para los fines prácticos. El método se ilustra en la Fig. I-35.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determínese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (II) y el virgen (I). Por T trácese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Determínese la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t . Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (p_c) del suelo.

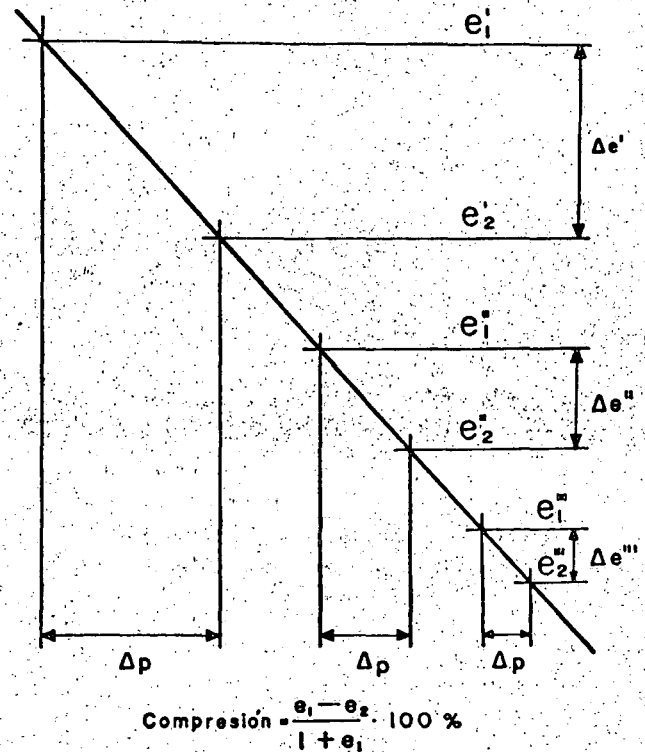


Figura I-36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor p_1 inicial.

La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de asentamientos; el conocimiento de tal carga puede ser también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado el que en trazado semi-logarítmico la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad no se vea afectada de un modo

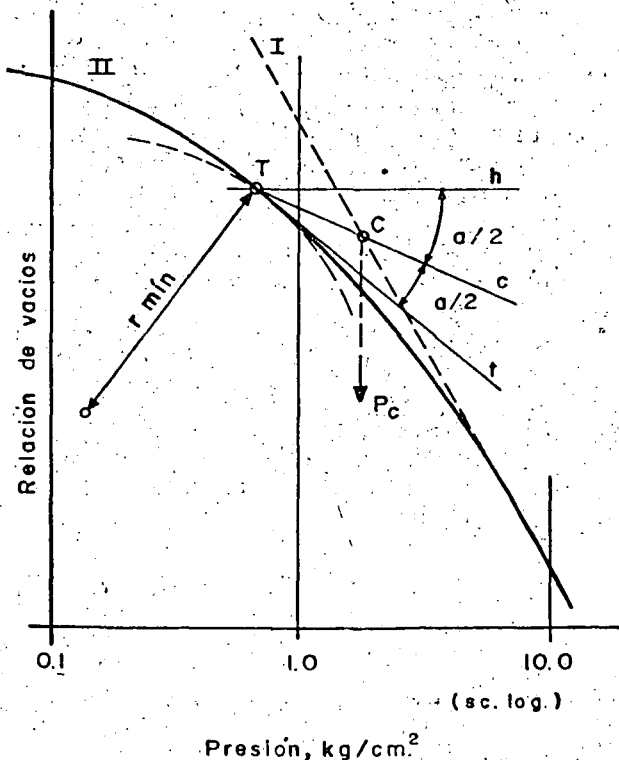


Figura I-35. Determinación de la carga de preconsolidación.

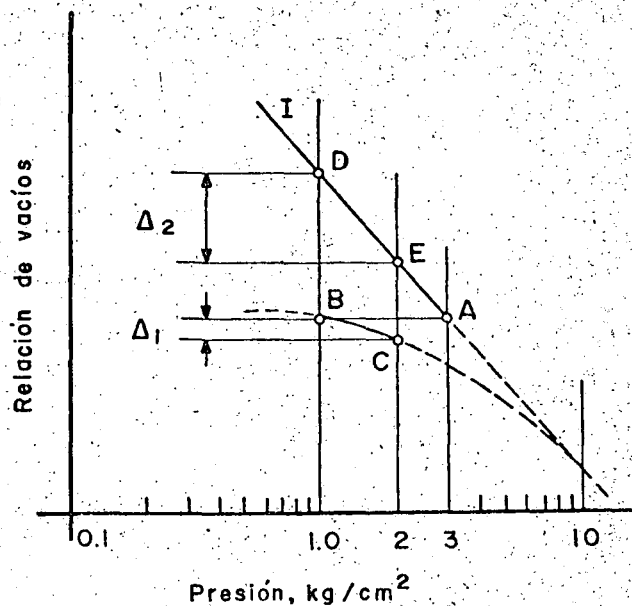


Figura I-37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

muy notable por las expansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual (p_1 , usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga Δp cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla:

$$\Delta H = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} H$$

en donde H es el espesor total del estrato de suelo. Puede verse en la Fig. 1-36 que en el trazado semi-logarítmico el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión Δp es menor cuanto mayor es la presión efectiva inicial (p_1).

Si el máximo espesor de tierra sobreyacente que el suelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión virgen permanezca inalterada. Por ejemplo (Fig. 1-37), si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm², que después se haya reducido a 1 kg/cm² por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm² por la construcción de una estructura, la compresión bajo la estructura tendrá lugar siguiendo la ley entre B y C, de la curva de compresibilidad del suelo; esto produce Δ_1 . Por lo contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual 1 kg/cm², la ley seguida hubiese sido la que ocurre entre D y E, que conduce a la compresión Δ_2 , mucho mayor. Este ejemplo debe ser suficiente para comprender la importancia del concepto carga de preconsolidación, en el análisis de asentamientos.

B Asentamientos y expansiones

La aplicación más útil de la Teoría de Consolidación unidimensional y de las ideas expuestas sobre compresibilidad de suelos cohesivos es el cálculo del

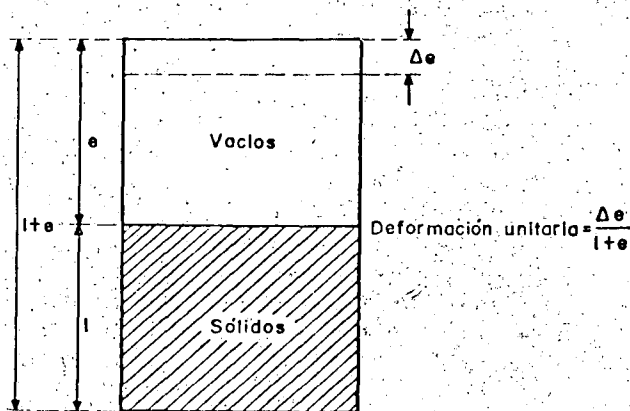


Figura 1-38. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

asentamiento total que un estrato anilloso sufrirá al recibir una sollicitación exterior y el análisis de la evolución de ese asentamiento con el tiempo, ambas cosas igualmente importantes para el ingeniero de vías terrestres. La magnitud del asentamiento total es de importancia obvia; baste decir que su cálculo podrá indicar, por ejemplo, cuánto se hundirá un terraplén cimentado sobre arcilla blanda o cuánto se hundirá el puente al que tal terraplén sirve de acceso, según se elija para éste uno u otro tipo de cimentación, de todos los que puedan usarse.

La evolución del asentamiento con el tiempo es el otro dato imprescindible del ingeniero que ha de preocuparse por hundimientos; es radicalmente diferente el efecto de un asentamiento de 30 cm (por mencionar una cifra) sobre una estructura rígida, tal como un puente, si se produce en forma relativamente rápida, o si ocurre en un lapso de varios años. En el ejemplo del puente y el terraplén de acceso antes mencionado, no bastaría al ingeniero conocer los asentamientos totales de ambas estructuras para comprender su interacción; necesitará, además, conocer cómo ocurre el movimiento de ambas estructuras a lo largo del tiempo; sólo así podrá llegarse a ideas claras en cuanto a elección del tipo de cimentación conveniente, previsión de renivelaciones o elevaciones de partes del puente, etc.; muchas veces el conocimiento de que una parte fundamental del asentamiento de un terraplén de acceso ocurrirá en un lapso breve, por ejemplo dentro del tiempo de construcción de un camino, permitirá llegar a soluciones muy simples y seguras para establecer una buena interacción entre estructura de acceso y puente, tal como podría ser decidir que el terraplén de acceso se construyese con suficiente anterioridad respecto al puente, eligiendo ya para éste un tipo de cimentación no susceptible de sufrir asentamientos.

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H , debido a un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, inducido por una sobrecarga Δp , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de una prueba de consolidación y del esquema de la Fig. 1-38.

Si Δe representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, cuyo espesor total era $dz = 1 + e_0$, siendo e_0 la relación de vacíos inicial, puede expresarse el cambio de altura del elemento por la expresión:

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \tag{1-53}$$

Integrando la ecuación (1-53) a todo el espesor real del estrato compresible H , se obtiene

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \tag{1-54}$$

considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de las z . La 1-54 es la ecuación

general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidación.

La ecuación (1-54) sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. 1-39).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato comprensible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad (parte a de la Fig. 1-39). Sobre esas gráficas, podrá llevarse al valor de \bar{p}_0 , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_0 ; a continuación, podrá llevarse, a partir de \bar{p}_0 , el valor $\Delta\bar{p}$, que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando éste se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor $\bar{p} = \bar{p}_0 + \Delta\bar{p}$ proporcionará la e final que teóricamente alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse $\Delta e = e - e_0$ y, por lo tanto, $\Delta e / (1 + e_0)$.

En la parte b de la Fig. 1-39 se muestra la gráfica $\Delta e / (1 + e_0) = z$, que deberá trazarse una vez determinados sus puntos por el procedimiento anterior aplicado a las distintas profundidades.

Basta ver la fórmula 1-54 para notar que el área entre 0 y H bajo la gráfica anterior, llamada curva de influencia de los asentamientos, proporcionará directamente el valor de ΔH .

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, en el caso de un estrato comprensible, homogéneo, de pequeño espesor, en que el coeficiente m_v pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja, puede escribirse:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \cdot \Delta\bar{p} \cdot dz = m_v \int_0^H \Delta\bar{p} \cdot dz \quad (1-55)$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente.

Si además $\Delta\bar{p}$ puede considerarse constante en el espesor tratado, la fórmula 1-55 se reduce simplemente a:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta\bar{p} \cdot H \quad (1-56)$$

La ecuación 1-56 goza de una popularidad seguramente innecesaria, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que la usan.

El cálculo de la evolución de ΔH con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería

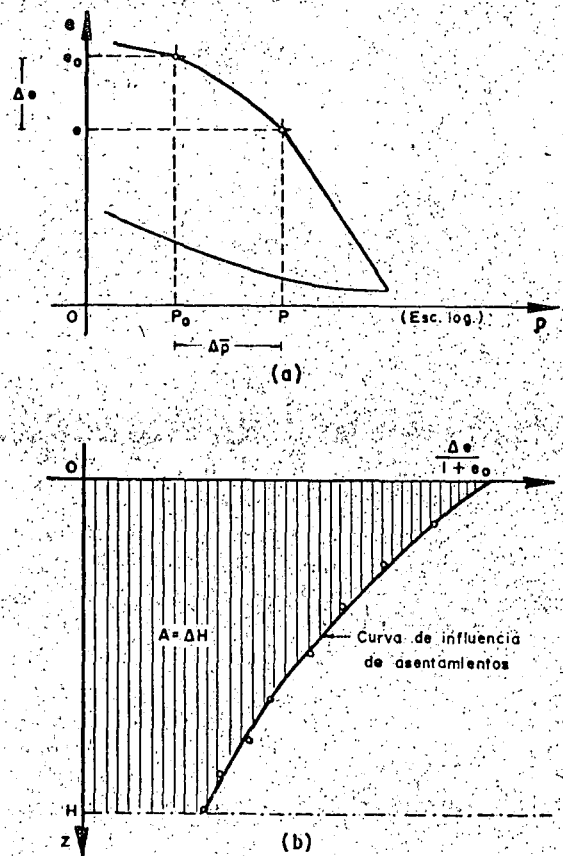


Figura 1-39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

práctica, requiere la determinación previa del Coeficiente de Consolidación del suelo (C_v), que interviene en la ecuación:

$$T = C_v \frac{t}{H^2} \quad (1-45)$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto, $T_{50} = 0.197$, según se deduce de la curva de consolidación teórica; t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala $U(\%)$ en la curva de consolidación (ver Fig. 1-33), y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga; si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra en ese incremento de carga.

Entonces,

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} \cdot H^2 = \frac{H^2}{5t_{50}} \quad (1-57)$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (1-57). Así pues, se tiene un

valor de C_v para cada incremento de carga. Es así posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga Δp , se tomará como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese Δp .

Obtenido el C_v del suelo, la ecuación (1-45) puede aplicarse en la forma

$$t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T \quad (1-58)$$

Ahora, H es el espesor efectivo del estrato de suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta; C_v es el coeficiente de consolidación del suelo, recién calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a T , por ejemplo los que figuran en la tabla (1-1), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evoluciona el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como por ejemplo en una excavación, es de interés poder determinar las expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. El problema es esencialmente parecido al del cálculo de asentamientos y, hasta cierto punto, con las ideas antes expuestas se podría desarrollar un procedimiento similar para llegar a la meta propuesta. Sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades dignas de

señalarse y es conveniente discutir, con base en idealizaciones, algunos conceptos que no son evidentes, pero que pueden servir de base para analizar con buen criterio un caso real.

Considérese, primeramente, un suelo de superficie horizontal, arcilloso y homogéneo, antes de ser descargado. Para facilidad de exposición se supone que el nivel freático coincide con la superficie del terreno. El estado de esfuerzos neutrales, efectivos y totales será el que se muestra con las líneas punteadas de la Fig. I-40. Supónganse ahora que se efectúa una excavación instantánea de profundidad h y de extensión infinita. La presión total removida será $\gamma_m h$ y, consecuentemente, el diagrama de presiones totales se reducirá en esa cantidad; como el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo tomará la descarga, disminuyendo el diagrama de esfuerzos neutrales también en la magnitud $\gamma_m h$. Como quiera que la presión original del agua a la profundidad h era $\gamma_w h$, la nueva presión a esa profundidad, después de la excavación instantánea, será:

$$\gamma_w h - \gamma_m h = \gamma'_m h$$

o sea que aparece en el agua una tensión igual a la presión efectiva a la profundidad h , que en este caso es el peso específico sumergido del suelo por dicha profundidad.

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluirá en ninguna dirección; por ello, el anterior estado de presiones neutrales, efectivos y totales se mantendrá en el tiempo y corresponderá tanto al momento inicial de la excavación, como a cualquier tiempo subsecuente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirán, en este caso, ninguna expansión.

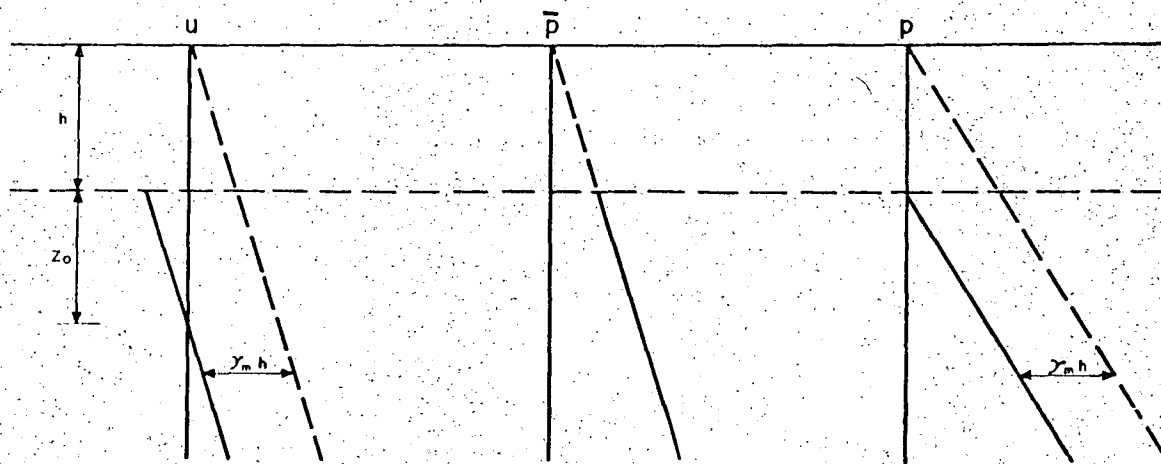


Figura I-40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

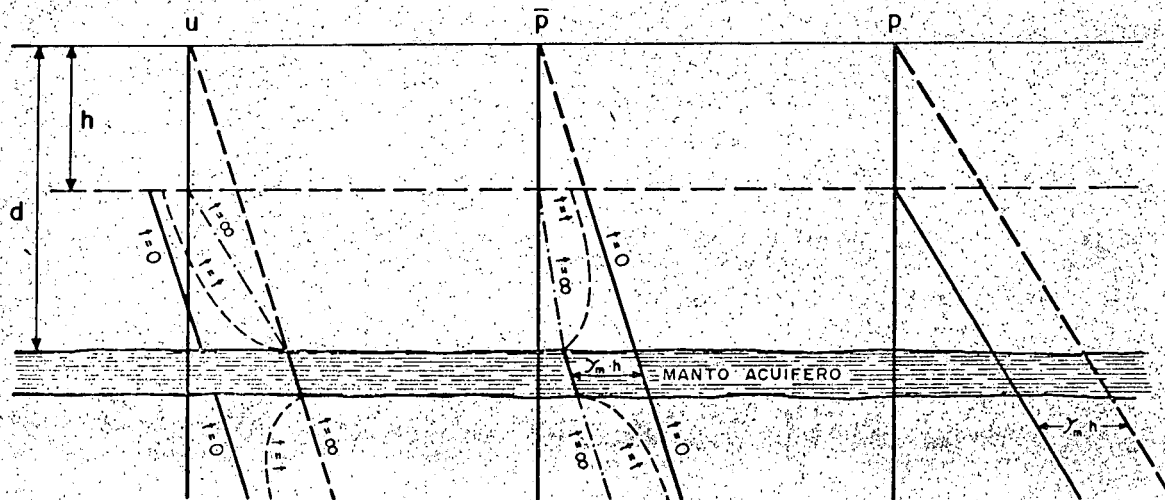


Figura I-41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

Al observar el diagrama de presiones en el agua después de la excavación (líneas llenas de la Fig. I-10) se nota que el nivel al cual la presión neutral es nula (nivel freático) correspondió a la profundidad.

$$z_0 = \frac{\gamma'}{\gamma_w} h \quad (1-59)$$

Este abatimiento del nivel freático es, teóricamente, inmediato a la remoción del material excavado. Así, basta con excavar el suelo a la profundidad \$h\$ (en extensión infinita), para lograr que el nivel freático se abata al valor \$h \pm z_0\$, es decir la profundidad \$z_0\$ bajo el fondo de la excavación.

Supóngase ahora (Fig. I-41) que en el subsuelo del caso anterior existe un manto arenoso acuífero, en el que se mantenga la presión del agua. Si se realiza una excavación instantánea y de extensión infinita a la profundidad \$h\$, los diagramas de presiones inmediatamente después de efectuada la excavación serán idénticos a los del análisis anterior, excepto en la zona del acuífero, en donde la presión neutral no cambia, pero la presión efectiva se verá disminuida en la magnitud \$\gamma_m h\$. Si \$d\$ es la profundidad a que se localiza el acuífero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste, inmediatamente después de efectuada la excavación (\$t = 0\$), será:

$$\bar{p} = \gamma'_m d - \gamma_m h$$

El valor mínimo a que puede llegar la presión efectiva en la arena es, evidentemente, cero. En este caso límite se tendrá la máxima profundidad (\$h\$) a que puede llevarse la excavación, sin que la presión neutral en el acuífero (subpresión) levante el fondo, provocando una falla. Esta profundidad será:

$$h_{\text{crit}} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_m} d \quad (1-60)$$

En la Fig. I-41 se ha supuesto \$h < h_{\text{crit}}\$ y en este caso, a partir del instante de la excavación (\$t = 0\$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcilloso sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutras en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la Fig. I-41 se han dibujado isócronas correspondientes a \$t = t\$, un instante intermedio del proceso; el estado final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación; si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas \$t = \infty\$. En el estrato inferior, por ser semi-infinito, el proceso de expansión continuará indefinidamente, si bien a velocidad de creciente y el estado final de presiones es el de las líneas \$t = \infty\$, tal como se muestra en aquella zona en la misma Fig. I-41. El proceso de expansión analizado es sólo unidimensional y el flujo del agua es vertical. Por lo tanto, son aplicables, en principio, los datos obtenidos del tramo de descarga de una prueba de consolidación. En un caso como el analizado antes, el hufamiento del fondo de la excavación en un tiempo \$t\$ tiene dos componentes: el hufamiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor finito que subyace al acuífero y el que corresponde a la masa semiinfinita situada debajo. En primer lugar se discutirá el proceso de expansión del estrato finito.

Antes de efectuar la descarga, un elemento de suelo a la profundidad \$z\$ está sometido a una presión efectiva \$\bar{p}_1 = \gamma'_m z\$ y pasará, al final de la expansión, a una presión \$\bar{p}_2\$, que puede determinarse como antes se discutió. Si a una muestra representativa del suelo a esa profundidad \$z\$ se le hace una prueba de consolidación, llegando a una carga máxima de \$\bar{p}_1\$ y

descargándola después a partir de ese valor hasta p_2 como mínimo, en el tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación Δe correspondiente al suelo en la descarga efectuada. Procediendo en forma análoga para otras profundidades se podrá dibujar la curva $[\Delta e / (1 + e_0)] - z$, de influencia de los bufamientos, la cual cubre un área que, a la escala correspondiente, mide el bufamiento total del estrato finito. El bufamiento en el tiempo t podrá determinarse estudiando la evolución de la expansión con el tiempo, en la misma forma en que previamente se estudió la del asentamiento primario.

Los conceptos a_v , m_v y C_v de la Teoría Unidimensional de la Consolidación tienen sus correspondientes conceptos análogos a_{vs} , m_{vs} y C_{vs} para la descarga, que pueden usarse en los mismos casos y en forma análoga a la discutida.

En cuanto a la masa semiinfinita colocada bajo el acuífero, su bufamiento total será, teóricamente, infinito, por lo que sólo tiene sentido práctico calcular el bufamiento para un tiempo finito t .

Nótese que el punto clave para que la expansión pueda tener lugar está en el hecho de que el acuífero mantenga su presión neutral; si por algún método artificial, esta presión se abate al valor $\gamma_m h$, (Fig. 1-41) el proceso de expansión no podrá tener lugar. Esto se puede realizar en la práctica por medio de pozos en que se bombea la cantidad adecuada de agua del acuífero; así se logrará convertir este caso en otro, análogo al primeramente tratado en esta sección, en que no existía ningún acuífero.

Si en el caso ahora analizado el acuífero fuese un sistema hidráulicamente cerrado, es decir, que careciese de una fuente de agua (por ejemplo, el caso de una lente arenosa de extensión finita), la presión neutral en el estrato arcilloso bajaría instantáneamente al salir el agua y el proceso de expansión no se verificaría (en realidad por ser el agua incompresible teóricamente, bastará que salga cualquier cantidad de agua, por poca que sea, para aliviar la presión neutral en el estrato de arena); este caso se vuelve así similar al primero tratado en esta sección,

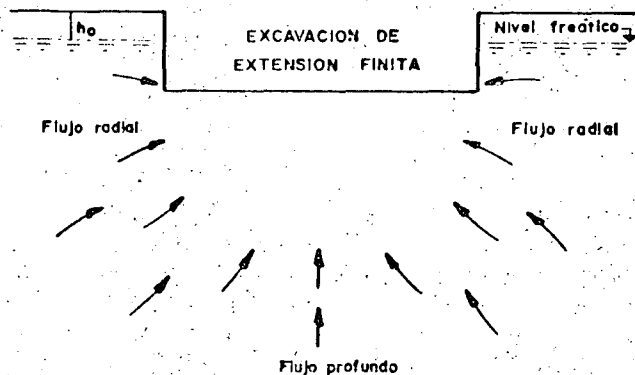


Figura 1-42: Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

en el que se tenía una masa de suelo arcilloso homogéneo.

En las obras reales no se tienen, naturalmente, excavaciones de extensión infinita. Las ideas anteriores, sin embargo constituyen la base del criterio para discutir las excavaciones finitas, más o menos idealizadas. En la Fig. 1-42 se muestra el caso de una excavación finita realizada en un medio arcilloso homogéneo; el nivel freático se considera a una profundidad h_0 a partir de la superficie. En este caso, el efecto de la excavación no será uniforme en todo el manto en lo que a disminución de presiones totales se refiere, sino que esta disminución habrá de ser estimada en los diferentes puntos usando la Teoría de Boussinesq, por ejemplo. En una primera aproximación podrá afirmarse que lo que disminuye la presión neutral en cada punto de la masa será lo que disminuya la presión total (recuérdese el primero de los dos casos de excavación infinita arriba tratados); por ello, la presión neutral disminuirá más en las zonas centrales de la excavación y en los niveles próximos al fondo, y estas disminuciones serán cada vez menores según se alcancen los bordes de la excavación (o fuera de ella) y según se profundice en la masa de arcilla homogénea. Esto da origen a un flujo de agua del exterior hacia el centro y de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación (Fig. 1-42).

Por lo tanto, la masa de suelo bajo la excavación se expandirá más en el centro del fondo de ésta, y la expansión irá disminuyendo hacia la periferia. Según ya se dijo, en depósitos naturales de arcilla por lo general la permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical, por lo que el flujo radial hacia la excavación influye más en la expansión que el vertical, proveniente de zonas profundas. Ha de hacerse notar en forma muy predominante que el simple hecho de efectuar la excavación en la masa arcillosa disminuyó las presiones neutras bajo ella y si se llama nivel freático al lugar geométrico de los puntos en que la presión neutral es nula (con origen de presión en la atmosférica), este nivel se habrá abatido por sí mismo aún más abajo que el fondo de la excavación al efectuar ésta.

Si bajo el fondo de la excavación hay estratos permeables de gran extensión que funcionen como abastecimientos de agua, éstos harán que el proceso de expansión sea mucho más rápido (revisense las ideas correspondientes al segundo caso de excavación infinita discutido). Para reducir a un mínimo la velocidad de expansión en el fondo de una excavación se ha recurrido en la práctica a lo que resulta obvio tras haber discutido los casos de excavación de extensión infinita; en primer lugar se han usado tablestacados más o menos profundos en los bordes de la excavación, lo cual impide el flujo radial y permite sólo el vertical, mucho más lento; en segundo lugar se ha recurrido al uso de pozos de bombeo y otros métodos (electròsmosis, por ejemplo) para abatir las presiones neutras en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos, a fin de constituir una verda-

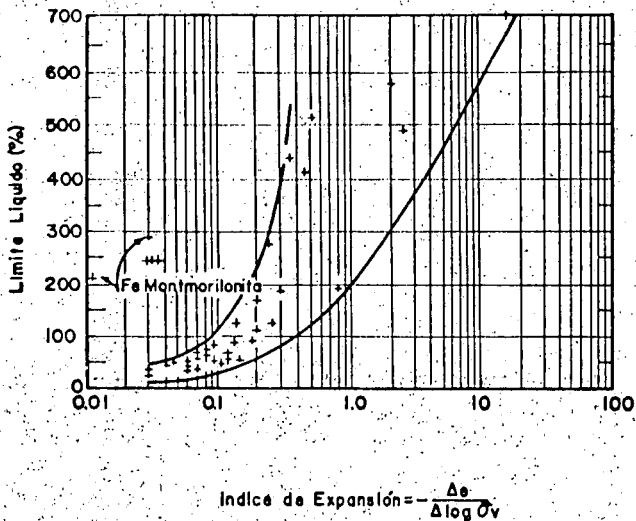


Figura I-43. Correlación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos (Ref. 28).

dera pantalla de depresión en torno a la excavación que intercepte el flujo horizontal. Como quiera que estas excavaciones normalmente son provisionales y se construyen para existir durante un tiempo relativamente breve, se logra así que en ese tiempo la expansión no alcance valores de consideración.

El hecho de que en suelos permeables, como las arenas y las gravas, se tenga que recurrir literalmente a abatir el nivel freático para poder efectuar una excavación en seco, ha hecho pensar frecuentemente que esto debe lograrse también en arcillas, sin tomar en cuenta que, en estos materiales, el nivel freático baja por sí mismo cuando se excava.

Las excavaciones reales no son instantáneas, sino que se efectúan en un espacio de tiempo. Esto no invalida los razonamientos anteriores; lo que sucede es que los abatimientos de presión neutral ocurrirán según la descarga se efectúa.

Una idea de la expansión de los suelos puede obtenerse calculando su índice de expansión, definido por la expresión

$$C_e = - \frac{\Delta e}{\Delta (\log p)} \quad (1-61)$$

y relacionado con la prueba de consolidación hecha en el edómetro (consolidómetro). Así definido, el índice de expansión es una medida de la pendiente que resulta la curva de compresibilidad en el intervalo de descarga, durante el cual el suelo se expande. Pueden obtenerse series de curvas de expansión en el consolidómetro si se carga una serie de especímenes a diferentes presiones verticales efectivas y se descargan después de consolidados bajo tales presiones. Esas curvas tienden a ser paralelas en la representación usual de la curva de compresibilidad, de manera que el coeficiente de expansión resulta variar muy poco con la presión efectiva bajo la cual el suelo se haya consolidado antes de expanderse. En la figura I-43

(Ref. 28) se muestra la variación del índice de expansión con el límite líquido de la arcilla; se ve que C_e aumenta al aumentar el límite líquido, si bien la dispersión de la relación es lo suficientemente grande como para que a ésta no se le pueda dar más que un carácter cualitativo.

Los índices de expansión pueden tener valores tan altos como 2.5 para la montmorillonita sódica, con límite líquido de 500%; pero en suelos naturales sus valores son mucho más bajos (por ejemplo 0.09 para la arcilla azul de Boston, en el periodo de descarga de 1 a 0.1 kg/cm²).

C Consolidación secundaria

La consolidación consta en realidad de dos fenómenos superpuestos y mezclados. El primero es el que se ha descrito con algún detalle en páginas anteriores de este apartado y consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida del suelo; esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estrato. Esta es la consolidación primaria. Pero es evidente que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento de presión efectiva, exige la aparición de otra fuente de deformación, debida ahora a efectos discretos de reacomodo de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para nada en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En las etapas iniciales de la consolidación primaria, casi toda la carga exterior es tomada por el agua intersticial y ha ocurrido poca deformación volumétrica en la estructura sólida; es entonces natural que se noten poco los efectos de deformación por reacomodo, consistentes quizá en pequeños deslizamientos relativos, giros y vuelcos de unas partículas respecto a otras; por ello la consolidación secundaria será poco perceptible en las etapas tempranas de la consolidación primaria. Por el contrario, en las etapas finales del proceso primario de consolidación, mucha de la presión exterior ha sido ya transmitida a las partículas minerales en forma de presión efectiva y ha tenido ya lugar gran parte de la deformación volumétrica que ha de producirse; por esta razón, será mucho más relevante la componente de deformación por reacomodo relativo de las partículas minerales al adaptarse a la nueva estructura más cerrada. La consolidación secundaria se hará más y más importante, relativamente hablando, a medida que el proceso primario avanza; de hecho, en las últimas etapas del proceso primario la consolidación secundaria puede ser de capital importancia y también puede darse el caso de que el suelo continúe sometido al proceso secundario mucho tiempo después de que el proceso primario haya terminado, por lo menos para todo fin práctico.

No existe hasta este momento una teoría que permita calcular la deformación que un suelo pueda sufrir por consolidación secundaria, en el sentido y con la confiabilidad con que la teoría de Terzaghi puede permitir la valuación del asentamiento primario. Se han hecho muy importantes investigaciones de laboratorio y algunos intentos para llegar a un modelo matemático de comportamiento; las referencias 29 y 30 pueden mencionarse entre las muchas disponibles.

Existe evidencia experimental que permite concluir que el proceso de consolidación secundaria queda representado por una recta en una gráfica de deformación de una muestra en el consolidómetro, contra tiempo de prueba, en escala logarítmica (curva de consolidación). Este hecho explica la diferencia de forma entre la curva de consolidación teórica (Fig. 1-31) y la obtenida típicamente en el laboratorio (Fig. 1-25), que adopta la forma recta en las etapas finales del proceso primario, cuando la consolidación secundaria se hace predominante.

La consolidación secundaria es más importante dondequiera que la primaria sea más corta, tal como sucede en los especímenes de laboratorio, en los suelos orgánicos, en los estratos delgados o en estratos con gran abundancia de lentes de arena que proporcionen drenaje. Muy especialmente, la consolidación secundaria es importante en depósitos de turba, en que la consolidación primaria puede ocurrir en forma casi simultánea con la aplicación de la carga. Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba, en el que interese conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, se necesitará prestar atención especial a la consolidación secundaria, pues a ella se deberá la casi totalidad del asentamiento que se produzca a lo largo del tiempo.

1-13 INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

A Generalidades y teoría de falla

En Mecánica de Suelos, la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúan sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que

el ingeniero descarta; por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra y, de hecho, hoy se siente en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos. Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar al suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante esté muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla, una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla; puede esta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes. Muchas veces el concepto falla está incluso ligado a factores económicos y aun estéticos o de preferencia personal, a un grado tal que es común que varíe radicalmente de unos especialistas a otros, de unos campos de la ingeniería a otros o de un país a su vecino, de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de riqueza; piénsese, por ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla de un pavimento.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no suele ser muy difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones socioeconómicas del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a una definición razonable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es particularmente posible cuando se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta que haya de erigirse. Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueda existir entre los especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que ha de entenderse por falla en ese caso.

Pero aun en tan favorables circunstancias surgirá la pregunta de si el conjunto de normas de proyecto o protección adoptadas garantiza el que una cierta

estructura no fallará. Y esta pregunta lleva a la necesidad de responder a otra: ¿cuál es la causa de la falla de un material?, pues es claro que si no se define por qué fallan los materiales, no podrá decirse si un material concreto fallará o no, en una situación determinada.

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla (Refs. 31 y 32).

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es lo que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera, establecida en 1773 por Coulomb (Ref. 33), dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1-62)$$

donde

τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

c = cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr (Ref. 34) y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad (1-63)$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso la ecuación 1-62 como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo; esto equivale a particularizar la ecuación 1-62 del caso $c = 0$. En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor de ϕ no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación 1-62 quedará representada por una línea recta, la 1-63 quedará representada por una línea curva, que sólo como caso particular podrá ser recta.

La Mecánica de Suelos actual suele utilizar como criterio de falla lo que se acostumbra llamar el cri-

terio de Mohr-Coulomb, en el cual se emplea la ecuación 1-62 como representación matemática, pero abandonado la idea original de Coulomb de que c y ϕ sean constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aun en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de éstos al esfuerzo cortante actuante; resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas deficiencias estriba en que esta teoría posee una deficiencia básica, si se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actúe en su interior. En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes, por ejemplo los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 ; en general, un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes. Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo [$\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$], pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio, σ_2 . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo σ_2 en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia c y ϕ que puedan obtenerse en el laboratorio, si bien probablemente esta influencia es moderada. También se acepta que la falla de los materiales reales está influida por cómo varíe σ_2 a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla. Se considera fuera del alcance de este libro una discusión más a fondo de estos temas, la cual puede encontrarse en obras más especializadas, como por ejemplo las Refs. 32, 35 y 36.

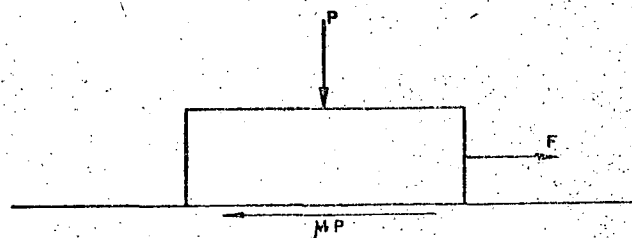


Figura 1-44. Concepto mecánico de la fricción.

B Naturaleza de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos granulares y cohesivos

Conviene ahora analizar someramente los factores de que depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes y de los cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe, por lo menos en parte, a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica (Fig. I-44).

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento del cuerpo de la figura es: $F = \mu P$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Análogamente, entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y $\bar{\sigma}$ es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, τ , puede relacionarse con $\bar{\sigma}$ por una expresión del tipo

$$s = \tau_f = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

Resulta obvio que la resistencia friccionante (s) debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve, a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión 1-64 fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb ϕ era una constante absoluta propia del suelo de que se tratara, en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en el ángulo de fricción interna. Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión normal exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia posible para tales materiales la expresión

$$s = \tau_f = c \quad (1-65)$$

en que c es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también consideró constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamadas "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyó la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción".

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-66)$$

Actualmente se considera que la fricción es la fuente fundamental de resistencia en los suelos gra-

nulares, si bien no la única, como ya se dijo (sección I-11). Según esto, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna ϕ . Este, a su vez, depende de la compacidad del material y de la forma de los granos, que desarrollarán mayor fricción cuanto más vivas o menos redondeadas sean sus aristas.

En la Ref. 37 se menciona un estudio acerca de la influencia del agua sobre el ángulo de fricción desarrollado entre partículas de cuarzo de forma equidimensional. Según tal estudio, el que haya o no agua entre las partículas carece de importancia y no ejerce mayor efecto en el ángulo de fricción entre ellas. Por el contrario, la presencia de otros contaminantes, tales como delgadas películas de materia orgánica o partículas muy finas laminares, sí reduce substancialmente el coeficiente de fricción entre los granos.

Si los suelos granulares tuvieran un comportamiento puramente friccionante, tal como fue postulado por Coulomb (ecuación 1-64), una representación de su ley de resistencia en unos ejes $\tau - \sigma$ (tal como se obtiene de una prueba triaxial, según se verá) sería una línea recta pasando por el origen, y el ángulo ϕ sería constante, como precisamente estableció Coulomb. Sin embargo, esto no sucede y lo normal es que la representación $\tau - \sigma$ de la ley de resistencia muestre una línea curva (si bien generalmente no muy alejada de la recta); esto es debido al efecto sobre la resistencia del acomodo de los granos del suelo, que han de deformarse y rodar unos sobre otros para que la falla llegue a producirse (sección I-11). El efecto del acomodo disminuye cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento, puesto que las partículas se alisan en sus puntos de contacto y salientes, por aplastamiento y ruptura; esto hace que la muestra de suelo granular se compacte, pero aún así fallará más fácilmente, por efecto de acomodo. Por ello, en una representación $\tau - \sigma$, según $\bar{\sigma}$ va siendo mayor, se va teniendo menor ϕ , y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

La curvatura parece ser más marcada cuanto mayor sea el tamaño de las partículas (ver Ref. 23, en la que se menciona el caso de enrocamientos). Este hecho parece estar relacionado con la ruptura de granos, especialmente al considerar que algunas arenas de tamaño relativamente pequeño, pero de grano débil y quebradizo (por ejemplo arenas conchíferas) también muestran envolventes de resistencia muy curvas. La curvatura también parece ser mayor en deformación plana que en compresión triaxial.

En resumen, los suelos granulares se consideran materiales friccionantes, pero con desviaciones del comportamiento puramente friccional por efectos de acomodo entre sus granos. Esto se traduce en resistencia a la distorsión de los granos, a la ruptura en sus contactos y al rodamiento y deslizamiento de

unos sobre otros. Si el esfuerzo cortante es lo suficientemente alto, el efecto estadístico de superación de la fricción, más los efectos del acomodo, es un movimiento continuo o distorsión de la masa, que es la falla por esfuerzo cortante. El fenómeno no es básicamente afectado por el agua contenida en los vacíos del suelo granular. En rigor, el concepto de ángulo de fricción interna involucra tanto al coeficiente de fricción grano-grano, como a todos los efectos de acomodo. Es notable lo poco que influye el coeficiente de fricción grano-grano, que es bastante variable en la naturaleza, en el ángulo de fricción interna (Ref. 38), hecho explicable si se piensa que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulta más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se deslizan, y si es alto, ruedan.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante son algo diferentes en los suelos finos de forma laminar, a los que, por costumbre, se denominan suelos cohesivos. Se analizará primeramente el caso de suelos cohesivos saturados, por ser quizá el más sencillo y mejor estudiado.

Como los suelos granulares, los cohesivos son acumulaciones discretas de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, hay ahora algunas diferencias de significación. Primero, cuando se aplica la carga exterior a una arcilla saturada, se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral, u . Esto es una consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo, en comparación con el agua. Segundo, la permeabilidad del suelo es ahora tan baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse, en el supuesto de que existan las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo, debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

Hay evidencia abundante en el sentido de que el mecanismo de la resistencia de los suelos finos cohesivos es fundamentalmente también un efecto de fricción, pero ahora los simples hechos de la fricción mecánica pueden estar disfrazados por muchos efectos secundarios, que complican extraordinariamente el cuadro general. Por ejemplo, con seguridad las láminas de arcilla, aunque estén muy próximas en casi toda su área, no están en ningún punto en contacto real; se cree que los contaminantes que pueda haber entre las superficies enfrentadas, incluyendo el agua adsorbida, no son removidos por presiones normales que tiendan a juntar las superficies que sean menores de $5,000 \text{ kg/cm}^2$ o aún más: así, es lógico pensar que esos contaminantes participarán en la transmisión de los esfuerzos normales y cortantes. Quizá el efecto friccionante cristal con cristal sea más similar al caso de los suelos friccionantes, en el caso de contacto borde-cara plana entre dos láminas, el cual, por cierto, se considera debe ocurrir muy frecuentemente.

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia

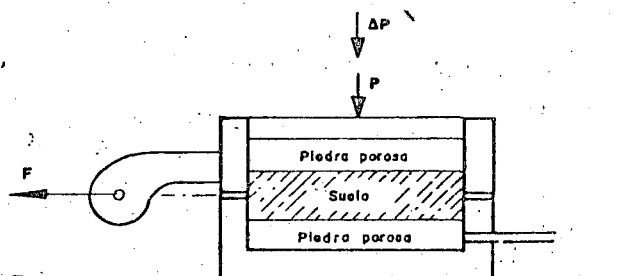


Figura I-45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

al esfuerzo cortante de las arcillas, de manera que ésta disminuye si aquélla aumenta. Una explicación posible (Ref. 37) estriba en que, en una arcilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales; cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan substancialmente.

Pasando a un punto de vista ingenieril, los factores que influyen principalmente en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" saturados y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de los factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla, totalmente saturada, a la que se somete a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal $\bar{\sigma}_1$, proporcionada por una carga, P , cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó a través de su historia geológica un esfuerzo mayor que dicho $\bar{\sigma}_1$; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones, debe tenerse en el agua $u = 0$.

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicando un incremento de carga ΔP , actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior; en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incremen-

tos pequeños y permitiendo que entre cada uno transcurra el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma_2 \tan \phi$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Por otra parte, si F se aplicase rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. En arcillas normalmente consolidadas esta tendencia es siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones, que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u representa a éstas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u) \tan \phi = (\sigma_2 - u) \tan \phi$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambió la velocidad de aplicación de F .

El valor de u depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo; bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, tendiendo a disminuir más su volumen, por lo que u se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectúa estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_1$). Al aplicar F tampoco se disiparán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible de lograr en un aparato de corte directo). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial sea también u (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_1$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_1 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y F fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consoli-

dado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir:

$$u_2 = -\sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P , la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u , consecuencia de ello, disminuye la tensión u_2 existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_2 = -\sigma_1$ como:

$$s = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1 . Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F . La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua, y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1 ; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P , la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que, finalmente, el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y, por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en

la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme se disipen con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las cargas.

De lo anterior se desprende la idea de que es en definitiva la fricción el único concepto de que hay que echar mano, en última instancia, para explicar la resistencia al esfuerzo cortante de todo tipo de suelos. Sin embargo, esta imagen peca quizá de simplista, pues en el caso de partículas de arcilla de forma laminar, en los contactos arista contra cara plana quizá se desarrollen nexos de unión suficientemente fuertes como para que haya de hablarse de una "verdadera cohesión". Empero, se considera que estos análisis quedan fuera del objetivo de este libro y que la fricción puede proporcionar un mecanismo de resistencia suficientemente claro para las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a las vías terrestres, a condición de tomar cuidadosamente en cuenta las consideraciones que se han comentado en los anteriores párrafos. En la referencia 39 podrán ampliarse considerablemente las ideas ahora apenas insinuadas.

Para terminar estas ideas sobre los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es preciso establecer el concepto de resistencia residual, que ocupa un lugar importante en los problemas de estabilidad de suelos ligados a las vías terrestres. Si se observa la Fig. I-17.a se verá que en los materiales de falla frágil la curva esfuerzo-deformación llega a una condición en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamente constante; este efecto, en mayor o menor medida, se observa en todos los suelos (arenas o arcillas) que presenten una resistencia máxima, siendo más acusado en tanto la arcilla esté más preconsolidada o la arena más compacta, a pesar de ser perceptible en arcillas normalmente consolidadas y en arenas relativamente sueltas. Esta resistencia, denominada última o residual, fue estudiada para arcillas por Skempton (Ref. 40). En el caso de las arenas esta resistencia ocurre con una relación de vacíos independiente de la inicial, que se tenía antes del proceso de deformación por cortante, y la deformación tiene lugar a volumen constante. La influencia del acomodo de las partículas es mínima, aunque hay evidencia de que aun juega un cierto papel, a pesar de las grandes deformaciones que han tenido lugar. En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldeados. La caída de resistencia tras la máxima, se debe tanto a una ruptura progresiva de los nexos entre las partículas, como a su reorientación en arreglos en que las partículas se disponen con sus caras paralelas.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos parcialmente saturados (tan importantes para el ingeniero de las vías terrestres por el amplio uso que hace de los suelos compactados, que generalmente caen dentro de la anterior condición), envuelven los mismos conceptos que

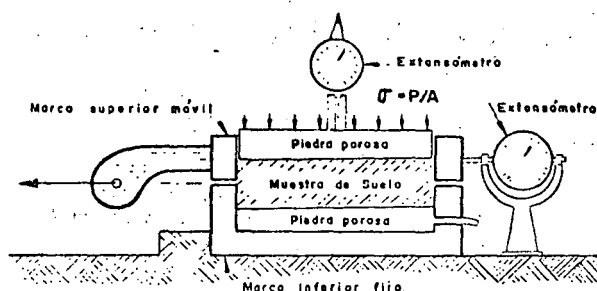


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

los de los suelos saturados. Sin embargo, al haber aire y agua en los vacíos del suelo, los mecanismos de generación de las presiones neutrales son mucho más complicados e involucran fenómenos de tensión capilar y presión de gases, que a su vez dependen del grado de saturación y del tamaño de los vacíos. Al nivel del conocimiento actual es prácticamente imposible determinar los esfuerzos efectivos que realmente actúan entre los granos del suelo.

C Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

En la sección I-10 de este capítulo ya se presentaron someramente las principales pruebas de laboratorio hoy utilizadas para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Se trata ahora de extender ligeramente este tema, complementándolo con una descripción general de los aparatos que se emplean, pues no se cree posible llegar a una comprensión justa de las conclusiones que se establecerán en los dos párrafos siguientes sin cumplir tal prerrequisito.

El aparato de corte directo responde a la idea más intuitiva para medir la resistencia de los suelos. En la Fig. I-46 aparece un esquema del dispositivo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee, y se substituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ , graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

De acuerdo a como se fijan las condiciones de drenaje de la muestra, se tienen tres tipos de pruebas:

— Sin drenaje, en que no se permite el drenaje de la muestra ni en la etapa de aplicación del

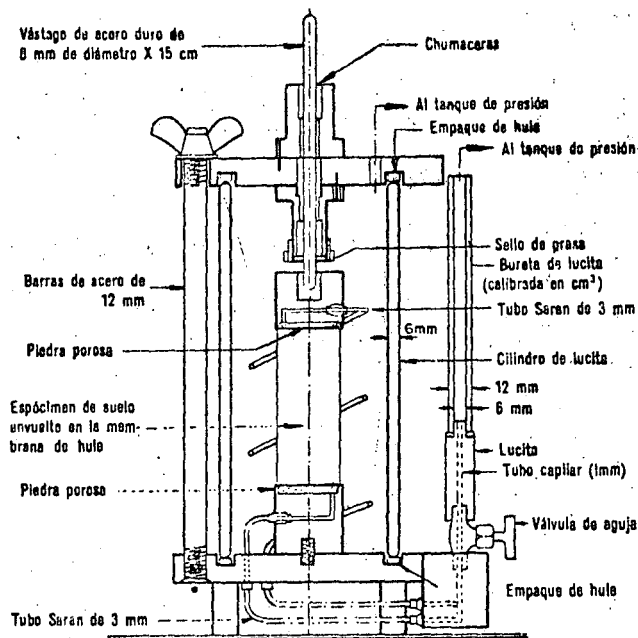


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

esfuerzo normal, ni en la aplicación del esfuerzo cortante.

- Con consolidación sin drenaje, en la que se permite a la muestra consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo normal vertical, hasta disipar toda presión intersticial, pero no se permite drenaje adicional durante la etapa de aplicación del esfuerzo cortante.
- Con drenaje, en la que se permite consolidación de la muestra en las dos etapas de la prueba, de manera que se disipan las presiones neutrales tanto al aplicar el esfuerzo normal, como durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son, como ya se dijo, las triaxiales.

Las pruebas de compresión triaxial son más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. I-47). En las bases de la muestra se colocan

pedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara o con cables jalados a través de la base inferior.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, por ser hidrostática, y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_3). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_3 , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión p sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es principal y que vale

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sometido a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, el menor y el intermedio, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos planos.

Ya se vio que la resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sometido en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de los factores, tratando de reproducir las condiciones reales de este caso particular. En tal virtud, no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Podría parecer que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son los que se describen brevemente a continuación:

Prueba lenta (símbolo L). Con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática (σ_3), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (símbolo R_c). Con consolidación. Sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_3 , como en la primera etapa de la prueba lenta: así el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo ($\bar{\sigma}_3$), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional de aplicación de la carga axial durante el período de falla. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay en principio ninguna razón para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo desviador; pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida (símbolo R). Sin drenaje.



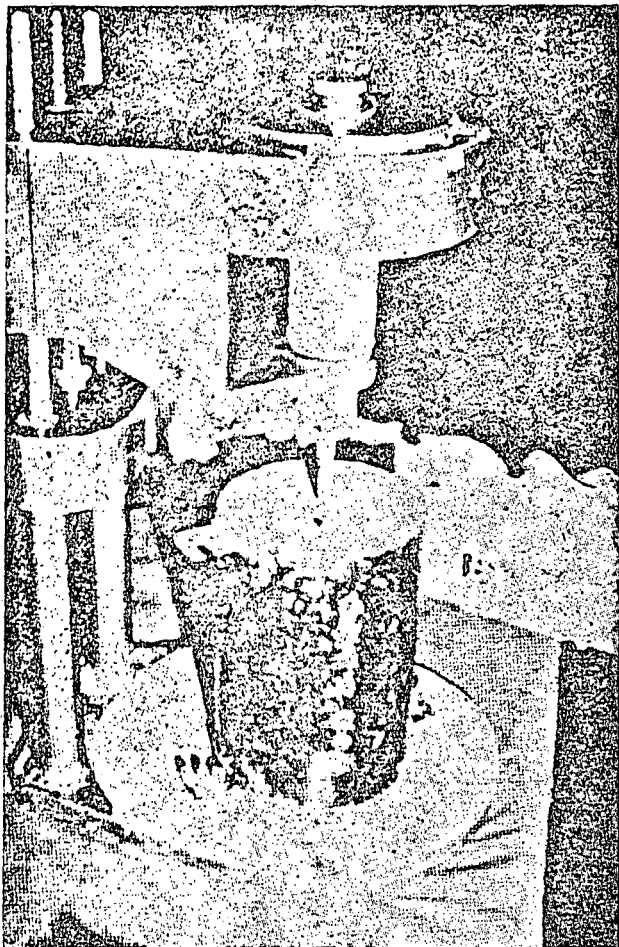
Labrado de una muestra para pruebas.

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple (símbolo C_s).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Las pruebas triaxiales a que se ha hecho referencia, en las que el esfuerzo desviador se aplica por compresión del vástago, deben verse como las tradicionales históricamente hablando y como las de realización todavía más frecuente, pero en épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada,



Veleta de laboratorio.

el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero manteniendo la presión axial constante, para lo cual será preciso realizar los ajustes correspondientes en la transmisión producida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto el esfuerzo axial como el lateral.

Actualmente las pruebas triaxiales se clasifican en dos grandes grupos, de acuerdo con lo anterior: de compresión y de extensión. En las primeras, la dimensión axial disminuye y en las segundas, aumenta.

Tanto las pruebas de compresión como de extensión pueden tener diversas modalidades de laboratorio. En efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer, por ejemplo, disminuir, aumentando el esfuerzo axial, por aumento en la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo simultáneamente la lateral. La más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión late-

ral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Análogamente existen las variantes correspondientes para las pruebas de extensión.

En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; en una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor, σ_3 .

Se han desarrollado asimismo equipos triaxiales para aplicación de tres esfuerzos principales diferentes (Ref. 41). Existen además aparatos de deformación plana (Ref. 42 y 43) en los cuales se hacen variar las deformaciones axialmente y en un sentido lateral, permaneciendo fija la dimensión del espécimen en el otro sentido lateral.

Para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos se ha desarrollado la prueba triaxial pulsante, en la cual se aplica σ_3 como en la prueba estándar, pero la σ_1 de manera cíclica.

La prueba de corte anular (Ref. 44) se realiza utilizando un aparato prácticamente idéntico al de la prueba directa con la diferencia de que el esfuerzo cortante se produce aplicando una torsión alrededor de un eje vertical y normal a la muestra; al no cambiar el área de la muestra, la prueba es muy apropiada para la determinación de la resistencia residual de los suelos.

En los aparatos de corte simple el espécimen se deforma también de un modo análogo a como se hace en un aparato de corte directo, pero de tal manera que en la deformación todas las secciones horizontales de la muestra permanecen invariables; existen principalmente dos, que se describen detalladamente en las referencias 45 y 46. Se admite que los aparatos de corte simple son más apropiados que los de corte directo para el estudio de las deformaciones de los suelos, por abarcar la zona deformada prácticamente a todo el espécimen, en lugar de una estrecha franja del mismo, lo que produce incertidumbres en el análisis de las deformaciones (Ref. 47). Los aparatos de corte simple a que se ha hecho referencia, producen estados de deformación plana, condición que se ha querido ver como representativa de la situación prevaleciente en muchos problemas reales.

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos *in situ*, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sometidos a la prueba dista de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada tantas veces y está afectada por algunas de sus limitaciones.

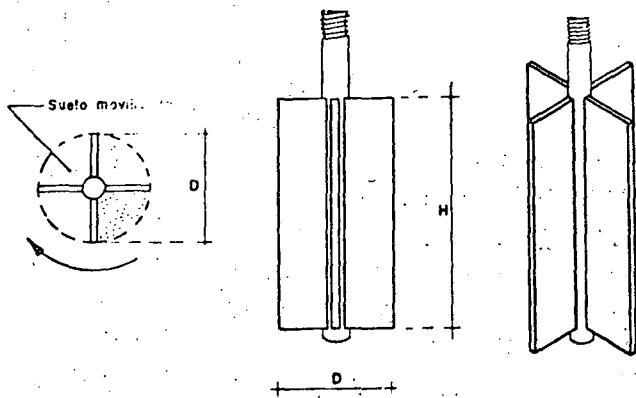


Figura I-48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, por lo general de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. I-48). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Por lo general la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{R_L} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

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

$$M_{R_B} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{\text{máx}}$):

$$M_{\text{máx}} = M_{R_L} + 2M_{R_B} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{\text{máx}} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s \quad (1-67)$$

De donde

$$s = \frac{M_{\text{máx}}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{\text{máx}}}{C} \quad (1-68)$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas. Es frecuente que $H = 2D$, con lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3 \quad (1-69)$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva, con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas, por lo que puede concluirse que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aun en las sueltas, la veleta al ser introducida modifica la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por todo lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación difícil.

En las arcillas finamente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

Una veleta apropiada para medir resistencias altas ha sido operada por Marsal (Ref. 48). En la misma referencia se mencionan algunos equipos de prueba actualmente en desarrollo y uso para medida de la resistencia de los suelos en el lugar.

I-14 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRANULARES

Según ya se vió en el párrafo anterior, los factores que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares pueden considerarse dentro de dos clases. La primera agrupa a los que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo dado, de los cuales los más importantes son la compacidad (a menudo referida a la relación de vacíos inicial o a la compacidad relativa inicial) y el esfuerzo de confinamiento (en la naturaleza o en la cámara triaxial), pero entre los que la velocidad de aplicación de la carga juega también un papel. La segunda clase de factores agrupa a aquéllos que hacen que la resistencia de un suelo granular sea diferente de la de otro suelo granular que tenga el mismo esfuerzo confinante y la misma compacidad.

Entre estos factores destacan el tamaño, la forma, la textura y la distribución granulométrica de las partículas, y su grado de sanidad y dureza, definiendo estas últimas condiciones el fenómeno de ruptura de granos, que afecta la resistencia de manera fundamental.

A continuación se analizarán algunas conclusiones que pueden considerarse de interés y que se desprenden de los resultados de pruebas de laboratorio y experiencias de campo en relación a la resistencia al esfuerzo cortante que pueden desarrollar los suelos granulares.

En primer lugar existe considerable acuerdo en que, en lo que a las aplicaciones prácticas se refiere, resulta lícito expresar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares por medio de una ecuación análoga a la 1-64, según la cual

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

en la que s representa la resistencia del suelo o, lo que es lo mismo, el máximo esfuerzo cortante que éste soporta sin falla ($\tau_{\text{máx}}$).

En la figura 1-49 se muestran las envolventes de falla, obtenidas en pruebas triaxiales convencionales, realizadas a niveles de esfuerzos relativamente bajos para tres arenas, una suelta, otra compacta y una tercera, cementada. Se marcan los puntos correspondientes a cada prueba, que indican la combinación particular de esfuerzo normal y esfuerzo cortante máximo con que se produjo la falla en el punto. En el caso de la arena suelta, se observa que se define una envolvente de falla que es prácticamente una línea recta que pasa por el origen; lo que es lo mismo, el material satisface una ley del tipo de la ecuación 1-64 y el ángulo de fricción interna de la arena (ϕ_c) puede obtenerse precisamente del conjunto de pruebas.

En el caso de la arena compacta, los puntos resultantes definen en realidad una línea curva, no muy diferente de una recta que pase por el origen, con el ángulo de inclinación ϕ_c . Para fines prácticos es razonable asimilar la curva a una recta que cumpla con las condiciones de la ley (1-64) y en tal caso podrá calcularse de las pruebas el ángulo ϕ_c (estado compacto), necesario para poder aplicar la ecuación (1-64) a los problemas de campo.

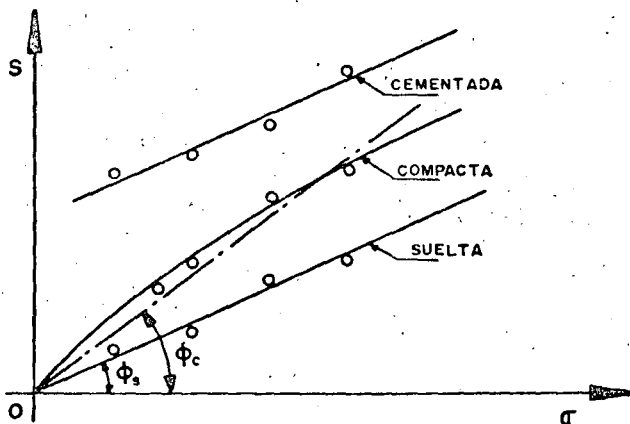


Figura 1-49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

En el caso de las arenas cementadas podrá tenerse una ley como las anteriores, según sean sueltas o compactas; la diferencia estriba en la resistencia que exhibirá la arena bajo presión normal exterior nula, por efecto de la cementación (ordenada en el origen), lo que hace que la resistencia en estas pruebas quede mejor expresada por una ley del tipo (1-66), pudiéndose calcular c y ϕ de las pruebas triaxiales efectuadas y teniendo en cuenta que c representa un efecto de cementación antes que cualquier clase de cohesión.

Las ideas anteriores permiten obtener expresiones manejables para la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas, en forma aproximada y apropiada para niveles de esfuerzos relativamente bajos. Cuando éstos aumentan, el anterior panorama simplista se complica, según se discutirá más adelante.

Es evidente que es el efectivo el esfuerzo que debe tomarse en cuenta en la aplicación de las anteriores leyes de resistencia en arenas. Si la arena está saturada, podrán aparecer por carga exterior o por flujo presiones en el agua, u . En tal caso, si, como es frecuente en la práctica, la presión normal con que haya de entrarse en la fórmula 1-64 se calcula como esfuerzo total, es decir a partir del peso específico del suelo saturado, γ_m , que involucra el peso del suelo y del agua contenida, deberá escribirse la ecuación 1-64 en cualquiera de las dos formas.

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi \quad (1-70)$$

donde $\bar{\sigma}$ representa el esfuerzo efectivo y σ al total, según se han definido anteriormente. La experiencia de laboratorio ha demostrado que el valor de ϕ cambia relativamente poco entre la arena seca y la arena saturada; el verdadero cambio en la resistencia de la arena estriba en la aparición de la presión neutral intersticial u , que si es importante puede reducir la resistencia en forma substancial. Si la arena estuviera "seca", a la profundidad z dentro de la masa se tendría, para fines de resistencia, una presión normal.

$$\bar{\sigma} = \sigma = \gamma_s z$$

Si el nivel freático sube hasta la superficie de la arena, el valor γ_s aumenta al valor γ_m , que es mayor; pero si se desarrollan en el agua presiones neutrales de valor u , el esfuerzo disponible para la resistencia será:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - u) = \gamma_m z - u$$

Si u es suficientemente grande, la resistencia puede reducirse a un valor despreciable. Puede verse entonces claramente la influencia del agua y de las presiones que pueda desarrollar en los problemas de estabilidad de tierras. Las fluctuaciones en el nivel freático o el flujo de agua a través de los suelos son causas comunes del desarrollo de presión neutral.

Si la presión neutral aumenta lo suficiente, la diferencia $\sigma - u$ puede llegar a ser cero, y la arena ha-

brá perdido toda su resistencia, pasando a comportarse como un fluido pesado. Esta condición está ligada no sólo a la causa que provoque u , como podría ser el flujo de agua, sino a características de la propia arena; en arenas finas y uniformes o en limos sin cohesión, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión neutral que se desarrolle tendrá dificultades para disiparse, siendo estos suelos los que presentan más riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Las arenas gruesas y las gravas pueden llegar a la condición de resistencia nula sólo si el flujo es suficientemente grande.

Cuando las arenas se deforman bajo esfuerzo cortante, su volumen cambia; si la arena está saturada, tal cambio debe ir acompañado de una nueva distribución del agua en los vacíos. Si la permeabilidad del suelo es alta o los cambios anteriores ocurren muy lentamente, sólo aparecerán presiones neutrales muy pequeñas sin mayor influencia en la resistencia; pero si los cambios son muy rápidos o la permeabilidad es relativamente baja se podrá llegar por efecto acumulativo a grandes presiones neutrales, quedando la resistencia muy afectada.

Los suelos compactos se expanden al deformarse, según ya se dijo, lo cual tiende a producir tensiones intersticiales, con valor límite igual a la máxima tensión capilar del suelo; este efecto produce un aumento temporal en la resistencia del suelo.

En las arenas sueltas, la deformación bajo cortante produce disminución de volumen y el agua genera presión neutral. El valor límite de u es ahora la presión de confinamiento del suelo (σ_3) y el mínimo esfuerzo efectivo a que puede llegarse es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

Cuando la arena se deforma por cortante, las presiones neutrales se desarrollan al principio sólo en la zona de deformación; depende de la permeabilidad y de las condiciones de movimiento interno del agua el que la presión neutral se mantenga o se propague por la masa de arena. Este debilitamiento del suelo más allá de la zona inicialmente deformada transmite las condiciones de falla y contribuye a generar más presiones neutrales en el agua, de manera que puede tender a producirse un verdadero mecanismo de falla progresiva. A estos fenómenos están ligados muchos deslizamientos de tierra importantes.

Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión neutral, en condiciones apropiadas, cuando la carga actúa repetidamente en forma más o menos cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión neutral; si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que ésta se disipe antes de la siguiente aplicación, se tendrán las condiciones propicias para el desarrollo de una falla. Este es el caso que puede llegar a presentarse bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones; también es el caso de explosiones y temblores de tierra durante o después de los cuales pue-

de presentarse el efecto de resistencia nula con desastrosas consecuencias (licuación).

La tensión capilar puede introducir diferencias en la resistencia al esfuerzo cortante de la arena, respecto al estado seco. En las arenas húmedas pueden desarrollarse meniscos entre los granos y generarse altos esfuerzos de tensión capilar en el agua, a los que corresponderán fuertes compresiones entre los granos, lo que equivale a un aumento de la presión efectiva y, por lo tanto, de la resistencia. Este es el efecto de cohesión aparente debida a la capilaridad, responsable de que muchos frentes de arena parcialmente saturada se mantengan prácticamente con talud vertical. Naturalmente este no es un efecto permanente, y si el ingeniero confía en él, se enfrentará a una falla casi segura cuando la arena pierda el agua por evaporación, o cuando se sature por cualquier razón.

Como ya se dijo, la ley de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares puede aproximarse a una línea recta (ecuación 1-64) de un modo bastante razonable en la práctica, siempre y cuando los esfuerzos normales actuantes en el plano de falla y en el instante de la falla se mantengan a bajo nivel. No hay una frontera específica para definir alto o bajo nivel de esfuerzo; en la Ref. 49 Lambe y Whitman mencionan experimentos en que ese límite se definió entre valores que quizá puedan situarse entre 5 y 10 kg/cm², dependiendo mucho, como quedó establecido, de la compacidad del suelo granular. Cuando el nivel de esfuerzo normal en la superficie de falla se combina con la compacidad de manera que se tienen envolventes de resistencia más curvas (a un grado que la aproximación a la recta se haga con una falta de precisión que se considere indeseable), puede procederse de alguna de las tres maneras siguientes. En primer lugar puede trabajarse con la envolvente curva obtenida en las pruebas, lo que seguramente complica cualquier cálculo que haya de hacerse con base en tal envolvente. En segundo lugar, puede aproximarse a una línea recta solamente la parte de la envolvente curva comprendida entre los valores extremos de la presión normal en el plano de falla que se considere actuarán en el problema específico que se está analizando; esto llevará seguramente a la obtención de una ley de resistencia del tipo de la ecuación 1-66, pues la prolongación de la aproximación recta puede cortar al eje τ por arriba del origen; naturalmente que el valor de c así obtenido tiene poco que ver con el concepto de cohesión ya discutido y no debe verse más que como un parámetro de cálculo. En tercer lugar puede trabajarse con la ecuación 1-64, pero considerando en ella a ϕ variable y dependiente de la presión de confinamiento en la falla [$\phi = f(\sigma_3)$], si bien este método se considera poco cómodo para los cálculos prácticos.

Abandonando el examen del panorama general que hasta ahora se ha tratado, se concluirá este breve análisis sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos fraccionantes, tal como se considera que puede encontrarse por experimentación de laborato-

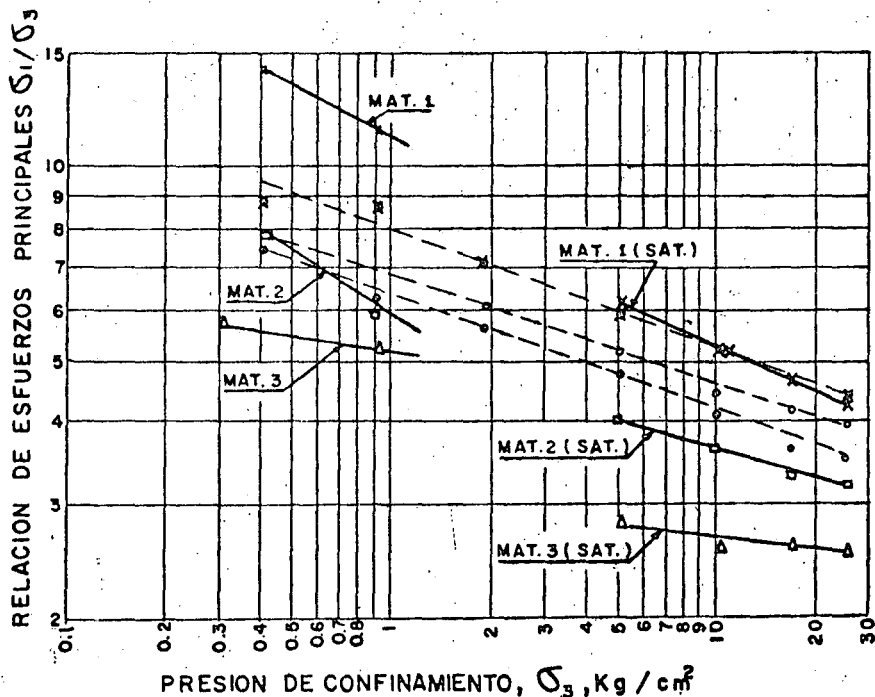


Figura I-50. Relación entre el cociente σ_1/σ_3 en la falla y σ_3 para tres materiales granulares (según Ref. 24).

rio, haciendo algunas consideraciones sobre la influencia en los resultados de las pruebas de algunos de los factores que influyen en dicha resistencia, los cuales han sido mencionados al principio de éste y en párrafos precedentes.

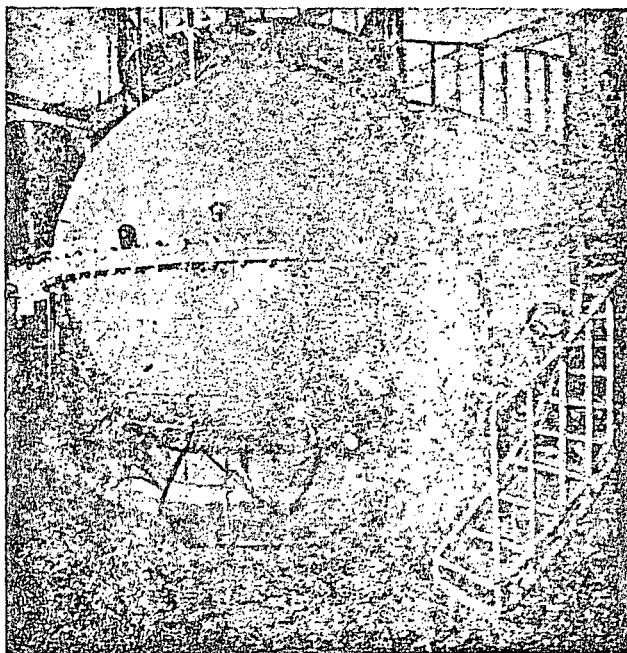
Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante σ_3 utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodo; cuando el esfuerzo confinante aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodo disminuye, a causa de que las partículas se alisan en los puntos de contacto e incluso se rompen. Esta tendencia se muestra claramente en la Fig. I-50, presentada por Marsal en la Ref. 24.

La figura presenta resultados para los tres materiales de enrocamiento ya mencionados en el párrafo I-11. Aparecen dos series de pruebas; a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta 1 kg/cm^2), las hechas en el aparato triaxial con muestras de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura, y a la derecha, las realizadas en el aparato triaxial gigante, con presiones de confinamiento hasta de 25 kg/cm^2 . En ambos casos es notable la tendencia señalada de disminución del efecto de acomodo con el aumento de σ_3 .

Las pruebas de la izquierda se hicieron sobre especímenes secos, en tanto que las de la derecha sobre especímenes saturados; el cambio de inclinación y tendencia de las líneas obtenidas indica el efecto de la saturación sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares (para ver esto, téngase en cuenta que la escala en que se ha dibujado σ_3 es logarítmica). La relación de vacíos inicial o la compacidad inicial influye decisivamente en la resistencia al esfuerzo cortante, siendo ésta ma-

yor a menor relación de vacíos o mayor compacidad relativa iniciales. La Fig. I-51 (Ref. 49) ilustra esta tendencia para una arena particular. En la figura se muestra también el valor de ϕ_μ , ángulo de fricción del material partícula-partícula en el sentido mecánico del término, el cual es naturalmente independiente de la compacidad inicial.

La relación de vacíos inicial de un suelo dado parece, en cambio, no tener influencia en el valor



Cámara triaxial empleada para estudiar suelos granulares, gruesos y graves.

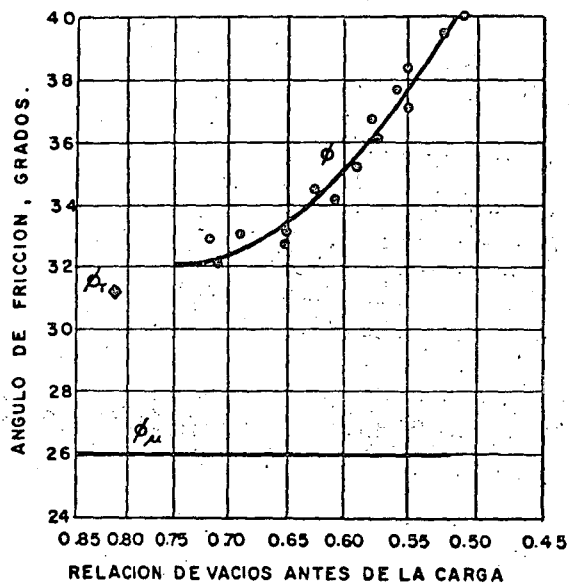


Figura I-51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina (según Ref. 49).

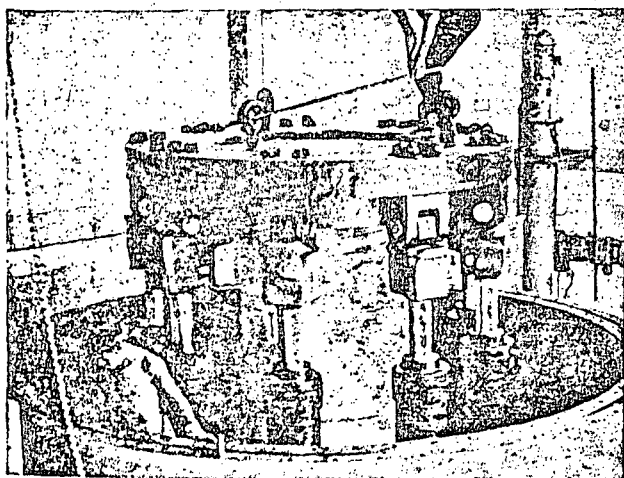
del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como tampoco en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual, en el cual el suelo se deforma a volumen constante y con esfuerzo desviador también constante. Este ángulo de resistencia residual es mayor que ϕ_{μ} y aparece señalado en la Fig. I-51 para la arena particular que en ella se trata.

En la Fig. I-52 (Ref. 49) se muestra la relación entre el ángulo de fricción interna, ϕ y la relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

Puesto que los valores de ϕ_{μ} , que definen el efecto de fricción partícula contra partícula únicamente, varían relativamente poco entre partículas de diferentes tamaños de los distintos minerales que com-

ponen los suelos granulares reales, se sigue que las diferencias grandes que se observan en ϕ para una relación de vacíos inicial dada, han de deberse al efecto de acomodo de los granos.

La composición granulométrica del suelo granular afecta su ángulo de fricción interna de dos maneras. En primer lugar afecta la relación de vacíos que se alcanza con una energía de compactación dada, si se compacta el suelo, como es tan frecuente,



Cámara triaxial empleada para el estudio de gravas y fragmentos de roca (vista interior).

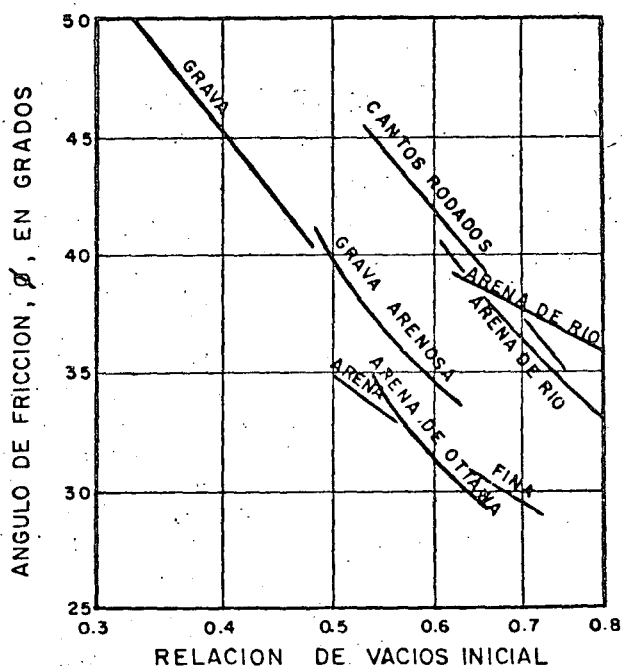


Figura I-52. Valores del ángulo ϕ vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares (según Ref. 49).

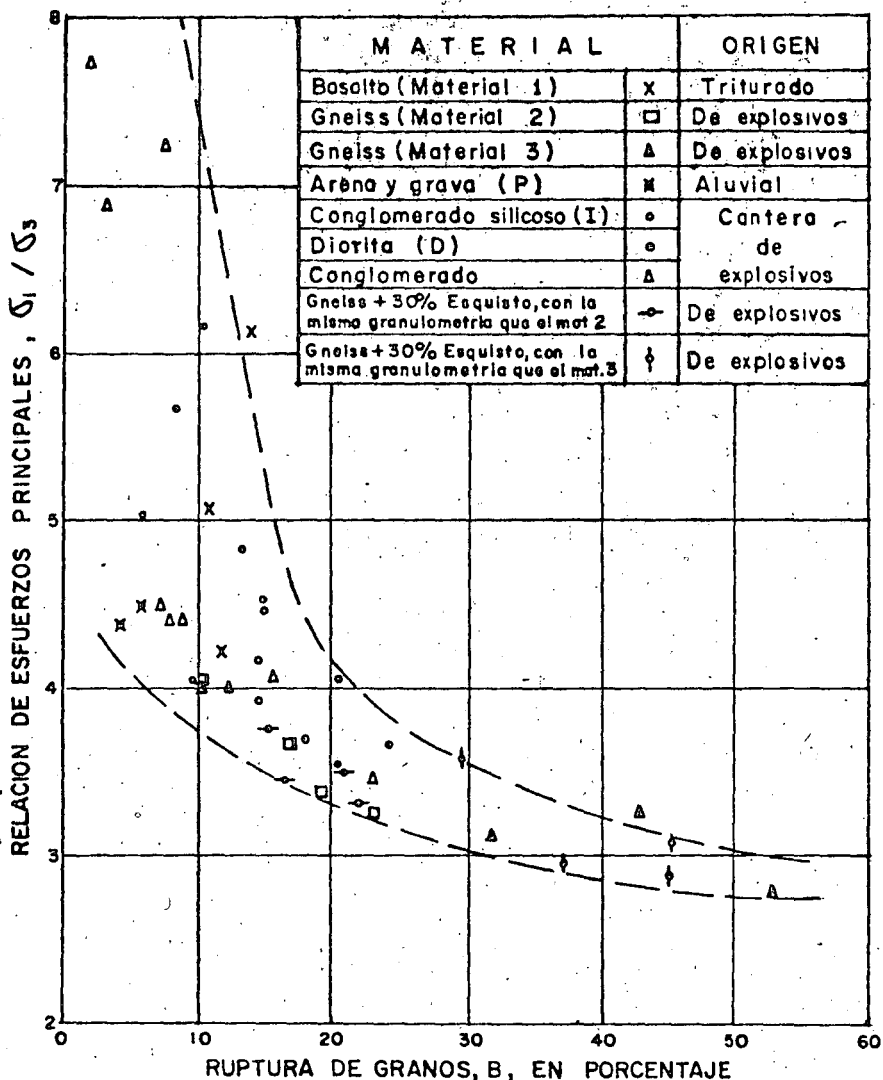


Figura I-53. Correlación de la razón σ_1/σ_3 en la falla y la ruptura de los granos (según Ref. 24).

y segundo, afecta, según se ve en la Fig. I-52, al valor de ϕ que se alcanza con una relación de vacíos inicial dada. Para un problema práctico específico (por ejemplo, la construcción de un terraplén), el efecto de la composición granulométrica del suelo puede estudiarse haciendo series de pruebas triaxiales y determinando ϕ para varias granulometrías, compactando siempre la arena con la misma energía.

El procedimiento más común para determinar ϕ en el lugar es por medio de correlaciones con resultados de pruebas de penetración, razón por la cual el estudio de tales correlaciones es tan importante. Más adelante se insistirá sobre este importante aspecto.

Finalmente, parece conveniente puntualizar algo sobre la influencia ya tratada del fenómeno de la ruptura de granos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares. A medida que el coeficiente B de ruptura aumenta, puede notarse una disminución de la resistencia en todos los materiales investigados por Marsal (Ref. 24). Al respecto son de interés los datos contenidos en la Fig. I-53. En esa figura puede verse también cómo al aumentar la

presión confinante, σ_3 , aumenta la ruptura de los granos.

Entre los fenómenos que afectan la ruptura, Marsal menciona la presión de confinamiento, la distribución granulométrica, el tamaño medio y la forma de las partículas, la relación de vacíos y, desde luego, la naturaleza y sanidad de los granos.

La razón por la que la ruptura ocurre en mayor grado al aumentar el esfuerzo de confinamiento, σ_3 , se cree que radica en las altas fuerzas que actúan en los puntos de contacto entre las partículas; éstas aumentan con el tamaño medio y con el coeficiente de uniformidad. Marsal (Ref. 50) ha comparado estas fuerzas intergranulares para una arena típica y un enrocamiento, ambos bajo una presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 , y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el enrocamiento que en la arena común, lo cual explica muchas de las diferencias de comportamiento encontradas entre esos materiales en la práctica; este hecho señalado por Marsal no debe ser olvidado por ingenieros que trabajen con enrocamientos, sea en lo relativo a resistencia o a compresibilidad.

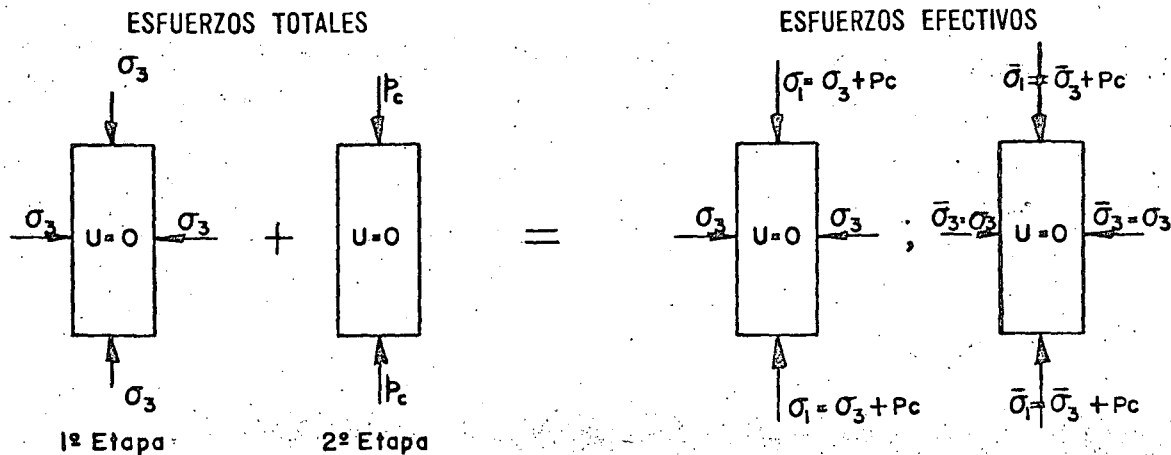


Figura I-54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

I-15 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS COHESIVOS

A Suelos saturados

Se analizan a continuación las conclusiones básicas a que permiten llegar los resultados de las diferentes pruebas triaxiales en suelos saturados. Como ya se ha indicado en el párrafo I-13, cada prueba triaxial representa unas circunstancias específicas de trabajo, en lo referente a condiciones de consolidación y drenaje principalmente, antes que una división caprichosa o basada en la simple metodología de trabajo. A continuación se analizan los resultados de cada una de las pruebas por separado, con referencia al tipo más tradicional de prueba de compresión.

1. Prueba lenta.—Condición drenada. Como queda dicho, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, el espécimen queda sometido a presión de agua (σ_3) actuante en todas direcciones, y en la segunda etapa se le lleva a la falla con incrementos de carga axial p (esfuerzo desviador). En la figura I-54 (Ref. 47) se muestra esquemáticamente la distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba.

En esta prueba no hay cambios en los esfuerzos neutrales y cualquier aumento en el esfuerzo total produce el correspondiente aumento en el esfuerzo efectivo. Durante ella el suelo se consolida, disminuyendo su relación de vacíos y su contenido de agua. Aunque el mecanismo de esta consolidación es esencialmente el mismo descrito al tratar de compresibilidad de suelos cohesivos, la curva de compresibilidad es ahora diferente, por ser distinto el campo de los esfuerzos actuantes. El efecto del anillo de confinamiento que se tiene en la prueba de consolidación convencional impone la condición de que las defor-

maciones en las dos direcciones horizontales son nulas ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$) y de que los esfuerzos principales en tales direcciones son iguales entre sí e iguales a una fracción, K , del esfuerzo normal principal vertical, σ_1 ($\sigma_2 = \sigma_3 = K\sigma_1$). Así, si se hiciesen sucesivas pruebas de consolidación convencional para cargas verticales crecientes, se obtendrían los círculos de Mohr que se muestran en la figura I-55 (Ref. 51).

Se denomina trayectoria de los esfuerzos actuantes sobre un cierto plano particular al lugar geométrico de un punto de los sucesivos círculos de Mohr, obtenidos al hacer un conjunto de pruebas, que representa a la combinación de esfuerzos normales y cortantes actuantes en cada prueba sobre dicho plano. En la Fig. I-55 se dibujó la trayectoria de esfuerzos para tres pruebas sucesivas de consolidación unidimensional escogiendo como plano de interés aquel en que se presenta el esfuerzo cortante máximo (línea 1-2-3). Puede verse que la trayectoria de esfuerzo es una recta.

• En la prueba lenta, las cosas son diferentes a la prueba de consolidación unidimensional convencional, en el sentido siguiente: La consolidación del espécimen durante la primera etapa suele ser isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Después de la consolidación en la primera etapa, se aumenta el esfuerzo desviador,

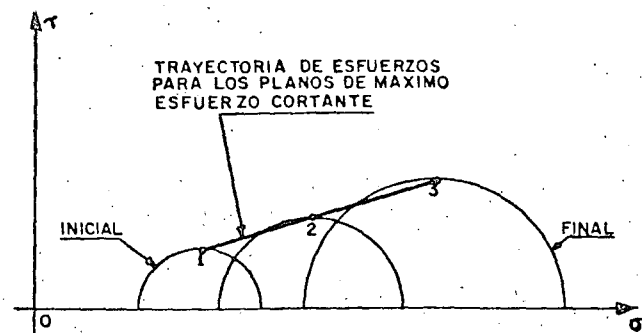


Figura I-55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

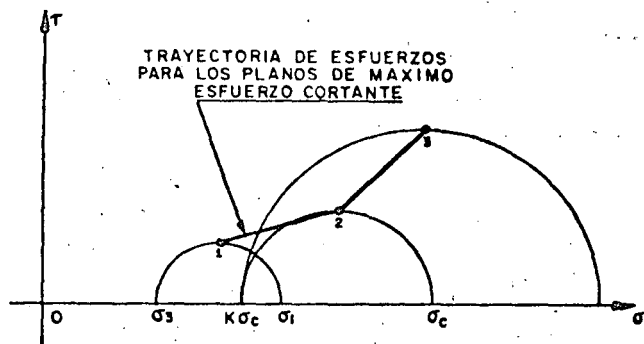


Figura I-56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

manteniendo constante el esfuerzo lateral, σ_3 , dado por el agua. En la Fig. I-56 (Ref. 51) se muestra una trayectoria típica de esfuerzo en el plano de corte máximo (para tener datos comparables a los de la Fig. I-55).

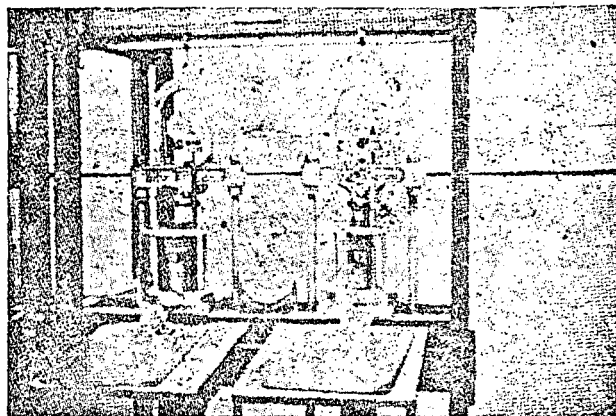
Las pruebas de la Fig. I-56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo σ_3 con agua y un esfuerzo normal σ_1 , mayor que σ_3 , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$), lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador σ_c , igual a la carga de preconsolidación del suelo, variando la presión de la cámara a un valor $K\sigma_c$ y permitiendo la consolidación del espécimen bajo esos esfuerzos; así se obtuvo el estado de esfuerzos efectivos representado por el círculo 2. En seguida y ya sin variar el esfuerzo de cámara $\sigma_3 = K\sigma_c$, se pasó a la segunda etapa de la prueba, aplicando al suelo un esfuerzo vertical, por el vástago, σ , para obtener el círculo 3.

La trayectoria de esfuerzos para el plano de corte máximo es ahora 1-2-3, diferente de la mostrada en la Fig. I-55 para el caso de la prueba de consolidación, lo cual es lógico si se piensa que en aquel caso existe un rígido confinamiento lateral, que no se tiene en el caso de la prueba triaxial.

Cada día se hace un uso más extenso de los resultados de la consolidación triaxial, que suelen expresarse en gráficas esfuerzo vertical-deformación vertical (o asentamiento).

En general, existe la tendencia a pensar que los resultados de la consolidación triaxial pueden ser más apropiados para describir el asentamiento de estratos gruesos de arcillas o limos plásticos, pero todavía está muy extendido el uso de la consolidación convencional para definir la compresibilidad de todo tipo de suelos cohesivos.

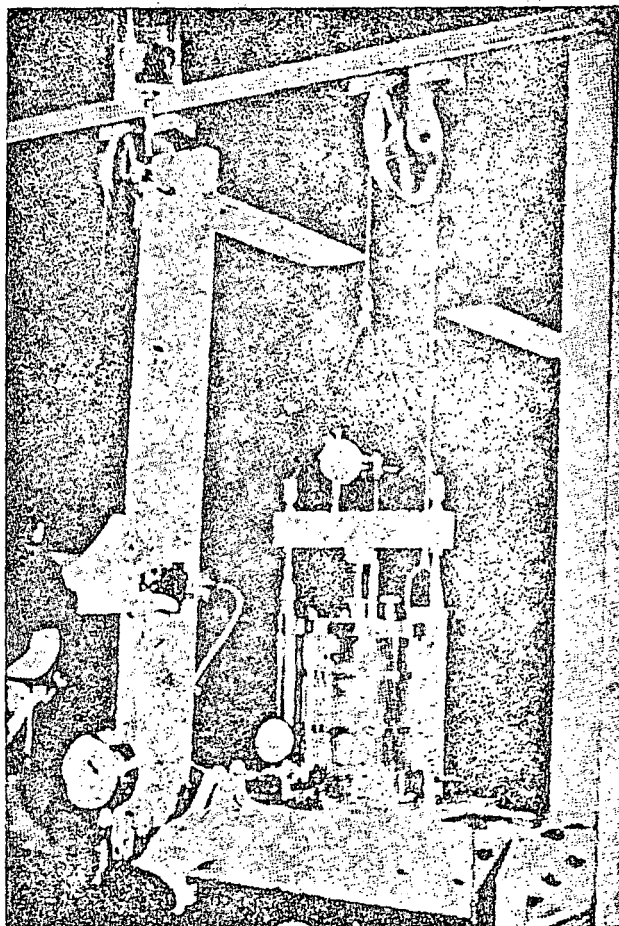
Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua; por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello, la resistencia aumenta proporcionalmente al esfuerzo confinante efectivo; a esta situación corresponde una envolvente de resistencia, obtenida en una secuela de



Cámaras triaxiales.

varias pruebas, con esfuerzos crecientes, que sea una línea recta que pase por el origen (Fig. I-57).

El ángulo ϕ se denomina ángulo de resistencia, o de fricción interna del suelo cohesivo y suele variar entre 20° y 30° . Los valores más altos suelen estar asociados a arcillas con valores de índice de plasticidad entre 5 y 10 y los más bajos a índices mayores de 50 ó 100, lo que verifica el efecto de la repulsión



Banco con cámara triaxial y aparato medidor de presión de poro.

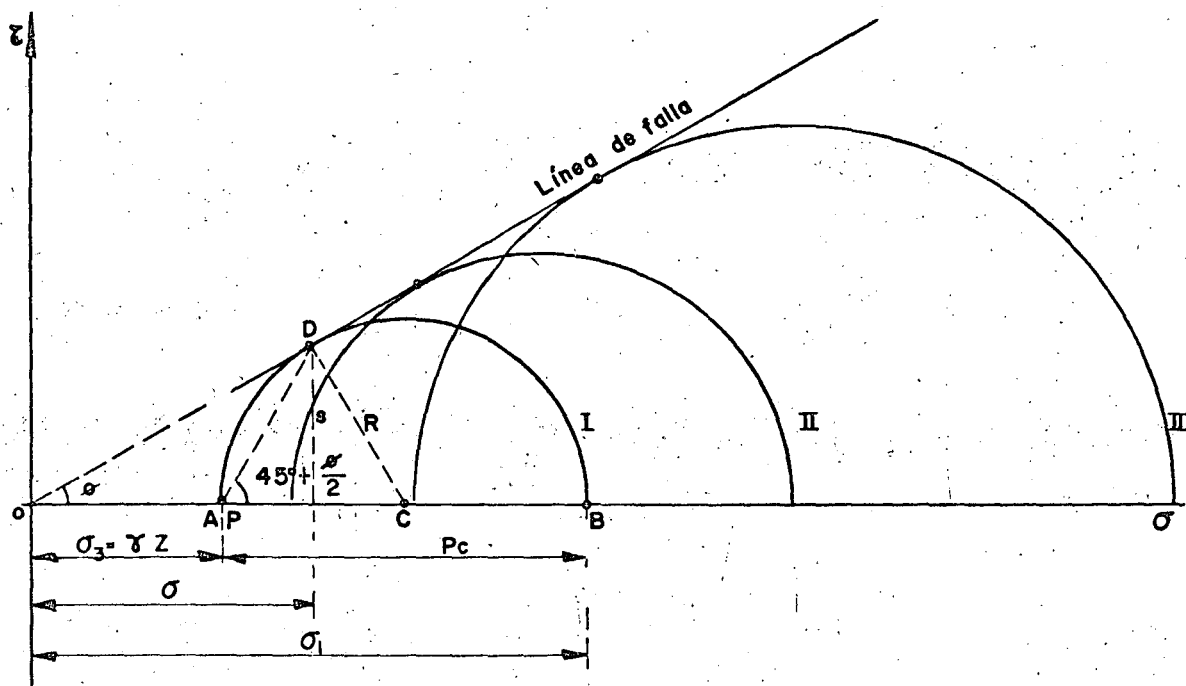


Figura I-57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

entre partículas y del agua adsorbida sobre los nexos entre los cristales, pues a altos índices de plasticidad se tienen las condiciones más desfavorables en tales conceptos.

Cuando una arcilla se carga en la cámara triaxial con esfuerzos menores que su carga de preconsolidación ($\sigma_1 < \sigma_c$), aun cuando pueda haber tendencia a la expansión con absorción de agua, sus partículas no vuelven a su espaciamiento original y la relación de vacíos no alcanza tampoco el valor original, anterior a la consolidación bajo σ_c . Por lo anterior, las fuerzas atractivas entre las partículas no se reducen tanto como podrían hacerlo y, en consecuencia, la resistencia a esfuerzos menores que la carga de preconsolidación ya no es proporcional al esfuerzo efectivo de confinamiento, sino algo mayor; esto hace que la envolvente de resistencia (Fig. I-57) se aparte de la recta y se desarrolle sobre ella para valores del esfuerzo aplicado menores que σ_c . Naturalmente que ese tramo no recto de la envolvente representa el comportamiento en cuanto a resistencia en prueba drenada. De esta manera, la resistencia de una arcilla en prueba drenada puede representarse por la expresión

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

para valores de la carga arriba de la carga de preconsolidación (condición de suelo normalmente consolidado), y por la expresión

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi_A \quad (1-66)$$

para valores de la carga menores que la carga de preconsolidación (condición de suelo preconsolida-

do). Naturalmente que en este último caso c y ϕ_A habrán de obtenerse haciendo una aproximación a una línea recta en la envolvente curva, por lo que no puede considerarse que signifiquen más que parámetros de cálculo sin un significado teórico preciso.

La resistencia drenada de un suelo cohesivo, tal como se obtiene en una prueba lenta, representa la resistencia que el suelo desarrollará cuando quede sometido a cambios de esfuerzos, de manera que el suelo llegue a consolidarse por completo bajo los nuevos; esto implica las condiciones de drenaje apropiadas y el transcurso del tiempo suficiente. Representa la resistencia que se alcanzará en un caso real a largo plazo en condiciones ordinarias en que no existe un impedimento especial a la consolidación del suelo bajo los esfuerzos que se le apliquen. La resistencia drenada también debe usarse en la resolución de los problemas prácticos que se haga con el método de los esfuerzos efectivos, el cual se describe con detalle más adelante y en el que se determinan las condiciones de falla a partir de los esfuerzos totales y de la presión neutral; es particularmente útil en los problemas en que ocurran cambios complicados en las condiciones de carga y en los movimientos del agua en el subsuelo.

2. Prueba rápida consolidada. Condición con consolidación y sin drenaje.

En esta prueba se establece más marcadamente que en la lenta la distinción entre la primera etapa, con consolidación bajo los esfuerzos aplicados usualmente en condición hidrostática ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), pero a veces en alguna condición anisótropa, y la segunda etapa, de falla, en la que se carga al espécimen con un esfuerzo desviador aplicado sin permitir

drenaje y, por lo tanto, con consolidación adicional. A medida que se aplica el esfuerzo desviador se va desarrollando presión neutral en el agua intersticial, por lo que durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de dicha presión neutral.

En la figura I-58 se muestra la distribución de los esfuerzos totales y efectivos en esta prueba.

El esfuerzo principal total mayor en la falla es $\sigma_1 = \sigma_3 + p'_c$ y el total menor es σ_3 . Es fundamental para la comprensión de la prueba el valor que alcance la presión neutral, u , que se desarrolle en la etapa de carga axial. En arcillas normalmente consolidadas, el valor de u depende sobre todo de la sensibilidad de la estructura; es decir, de la facilidad con que ésta se degrada con la deformación bajo cortante. Si el suelo se comportara de un modo perfectamente elástico se tendría

$$u = \frac{p'_c}{3}$$

según se hace ver en la Ref. 47. En realidad existen en el suelo efectos plásticos que apartan su comportamiento del puramente elástico; las pérdidas de estructuración hacen que dicha estructura transmita al agua lo que ella deja de tomar como presión efectiva. En suelos de sensibilidad baja y media se han medido en la falla presiones neutrales comprendidas

entre $\frac{p'_c}{2}$ y p'_c al finalizar la etapa de carga de una prueba rápida consolidada; en tanto que en suelos altamente sensibles se puede llegar a $1.5 p'_c$. A primera vista pudiera parecer paradójico obtener $u > p'_c$; es decir, que en la segunda etapa de la prueba el agua desarrolle en la falla presiones mayores que el esfuerzo vertical total aplicado, pero la paradoja se desvanece al tomar en cuenta la desintegración parcial de la estructura sólida por la deformación que

tiene lugar en arcillas muy sensibles y que afecta incluso su capacidad de resistir las presiones hidráulicas en la cámara, correspondientes a la primera etapa de la prueba (que son efectivas en la segunda); así, el agua no sólo ha de tomar todo el esfuerzo desviador, sino que se ve obligada a cooperar para resistir la presión hidrostática.

Una ecuación general para representar la presión neutral es:

$$\Delta u = A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (1-71)$$

En esta relación A es un coeficiente de presión de poro que describe el efecto del cambio de la diferencia entre los esfuerzos principales (Refs. 47, 52 y 53). Para muchas arcillas saturadas no consolidadas A vale aproximadamente 1. Para arcillas fuertemente sobreconsolidadas o mezclas compactas de arena y arcilla, el aumento de esfuerzo cortante descrito por la diferencia $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$, produce un aumento de volumen similar al que ocurre en las arenas compactas cuando se deforman en cortante. Para tales suelos $A < 0$. En las arcillas ligeramente sobreconsolidadas A varía de 0.25 a 0.75. En las arcillas sensibles, como se vio; A podrá tener valores mayores que 1. En cada caso, el valor correcto de A habrá de ser determinado en pruebas en que se mida la presión neutral en el instante de la falla incipiente.

Si se hacen varias pruebas rápidas-consolidadas con esfuerzos crecientes a varios especímenes de un mismo suelo, será posible dibujar círculos de Mohr en un diagrama $\tau - \sigma$ y obtener la envolvente de resistencia del suelo. Esto puede hacerse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales, que el operador conoce en todo momento de la prueba y en la falla en particular, y otra a partir de los esfuerzos efectivos, para trazar la cual será preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de la falla incipiente. Esto puede hacerse hoy con bastante facilidad, pues u se puede estimar por métodos teóricos (Ref. 47), o en pruebas en que

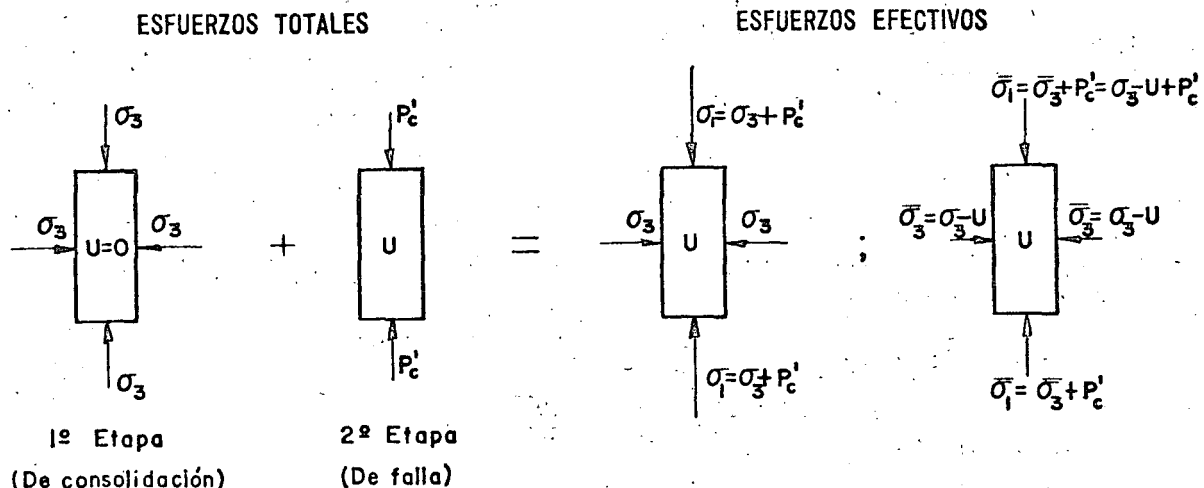


Figura I-58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida-consolidada.

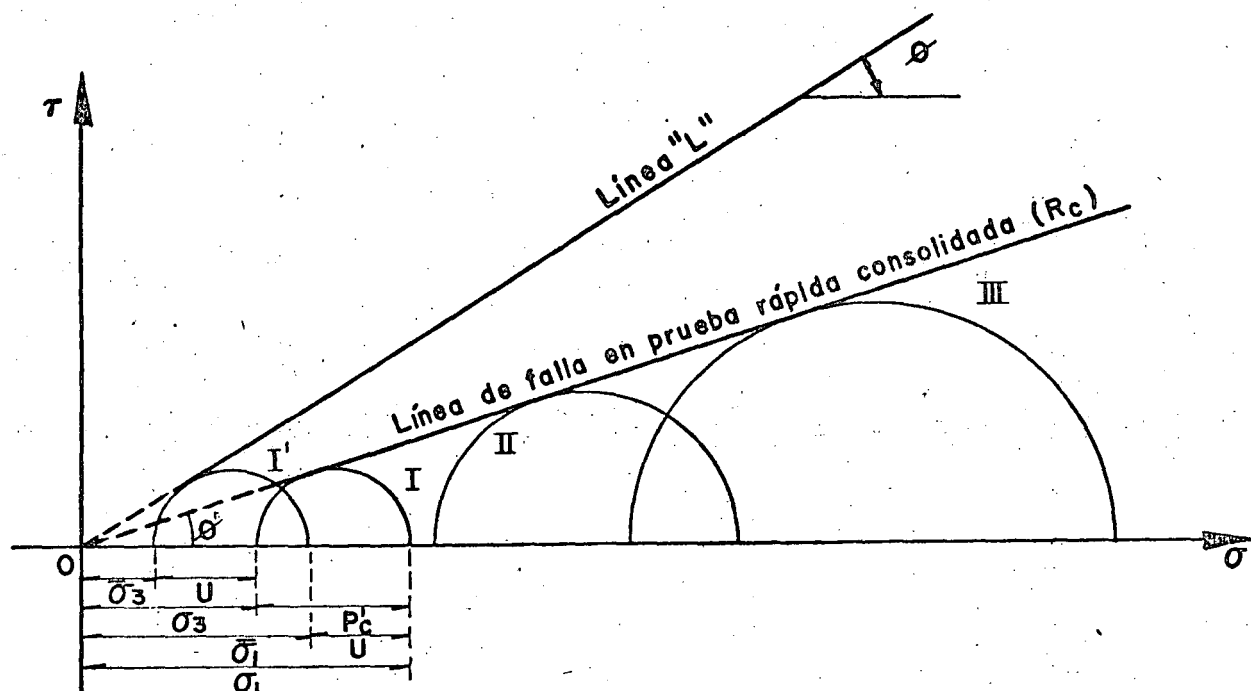


Figura I-59. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

se mida la presión neutral directamente en la cámara triaxial (Ref. 52). La Fig. I-59 muestra las envolventes obtenidas en ambos casos. Razonando igual que en el caso de la prueba drenada, puede comprenderse la razón por la que las envolventes son rectas por arriba de la carga de preconsolidación, σ_c , abajo de la cual, el suelo exhibe una resistencia algo mayor que la correspondiente a la envolvente recta.

Al efectuar pruebas con medición de presión neutral, puede concluirse que es bastante correcto suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en pruebas drenadas.

Si para el trabajo se adopta el criterio de los esfuerzos totales, la ley de resistencia del suelo arriba de la carga de preconsolidación puede ponerse como

$$s = \sigma \tan \phi_u \quad (1-63)$$

y ϕ_u recibe el nombre de ángulo aparente o de resistencia no drenada del suelo; es en rigor sólo un parámetro de cálculo, cuyo verdadero significado teórico es, por lo menos, muy difícil de establecer.

En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia para el intervalo normalmente consolidado puede establecerse en la prueba rápida-consolidada por la expresión

$$s = (\sigma - u) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

también del tipo de la ecuación (1-64), usando el ángulo de resistencia, ϕ , obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos, tal como se obtendría con pruebas lentas.

El ángulo ϕ_u suele ser del orden de $\phi/2$.

La prueba rápida-consolidada representa las condiciones de un suelo que primeramente se consolida

bajo el peso de una estructura y que después queda sometido a un rápido incremento de esfuerzos por la construcción de una estructura que pueda añadirse o por la acción de una carga viva accidental. Suele emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

3. Prueba rápida.—Condición no drenada.

En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado con la presión del agua en la cámara, como el esfuerzo desviador, se aplican de manera que no se permite ninguna consolidación del espécimen; esto se logra cerrando la válvula de salida de la cámara hacia la bureta y/o aplicando los esfuerzos con rapidez suficiente. La relación de vacíos de la muestra y su contenido de agua permanecen en principio invariables y se desarrollan presiones neutrales en el interior del espécimen.

Si la muestra proviene de la profundidad z y γ es su peso específico, representa un suelo que estaba consolidado a la presión γz . Si se somete la muestra a esa presión dentro de la cámara en la primera etapa de la prueba, teóricamente la estructura sólida del suelo tomará toda la carga y el agua de la muestra pasará a un estado de presión nula a partir de la tensión que hubiera desarrollado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión que se ejerce con el agua es más grande que la que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos, y ello sin que cambie la relación de vacíos,

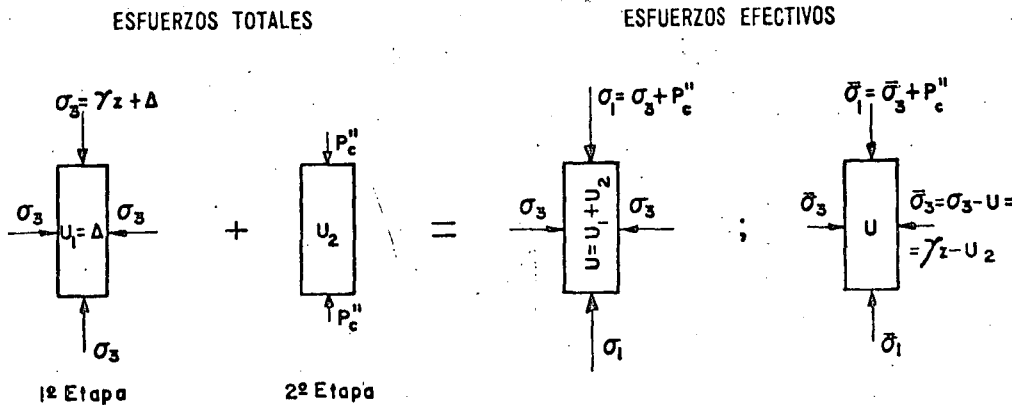


Figura I-60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

el espaciamiento entre las partículas o la resistencia del suelo, sea cual sea el valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p_c'') es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial; esto se traduce en el hecho de que todos los círculos de Mohr correspondientes a esfuerzos totales sean iguales, siendo una línea horizontal la envolvente de resistencia correspondiente a dichos esfuerzos totales. En la Fig. I-60 se muestra la distribución de esfuerzos en el interior del espécimen durante la prueba rápida.

En la primera etapa se supone que la presión hidrostática en la cámara es la γz que el suelo tenía en la naturaleza, más un cierto valor arbitrario, Δ . Consecuentemente, se desarrollará en el agua de la muestra una presión neutral $u_1 = \Delta$. En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p_c'' , con el vástago de la cámara, y al final de ella se habrá desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2 .

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales menos dicho valor de u .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = \frac{(\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2)}{1} = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + p_c'' = \gamma z - u_2 + p_c''$$

Es de importancia hacer notar que, como se dijo, el valor de los esfuerzos efectivos resulta ser independiente de Δ , de manera que todos los círculos de esfuerzos totales, obtenidos mediante una serie de pruebas con esfuerzos totales crecientes, tienen un solo y mismo círculo de esfuerzos efectivos correspondientes, por lo que todos los círculos de esfuerzos totales deben ser iguales entre sí y la envolvente de resistencia de esfuerzos totales debe ser una línea horizontal, tal como ya se había establecido. En la Fig. I-61 se muestra tal envolvente de resistencia, relacionándola con las correspondientes a prueba lenta y rápida consolidada.

Puede verse que la ordenada al origen de la línea de falla se asemeja mucho a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo en su condición original, consolidado bajo la carga de suelo suprayacente. Esta ordenada en el origen se denomina la cohesión del

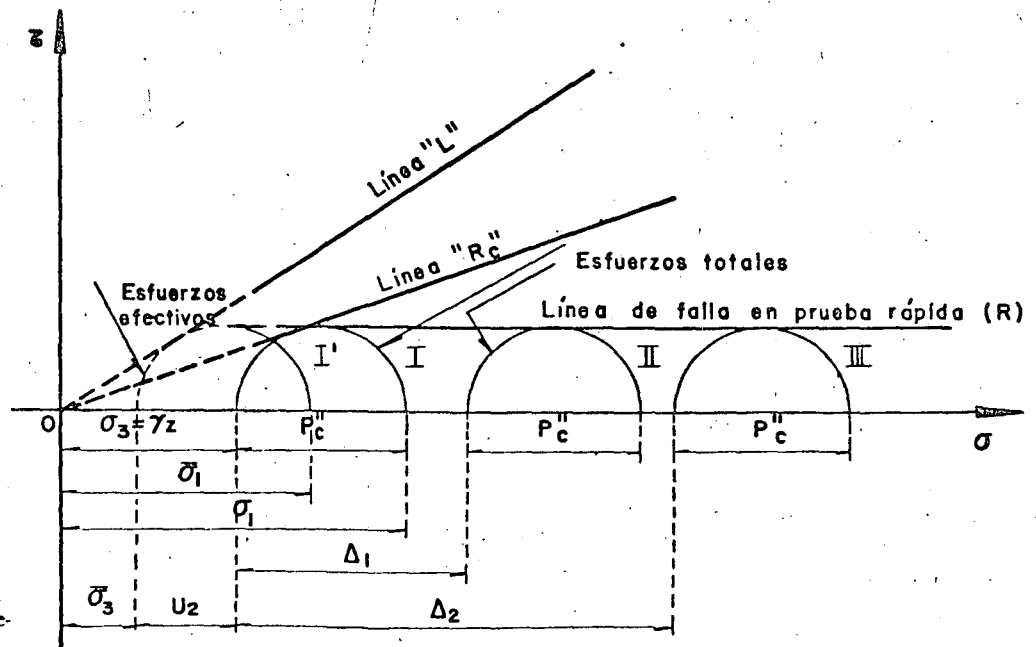


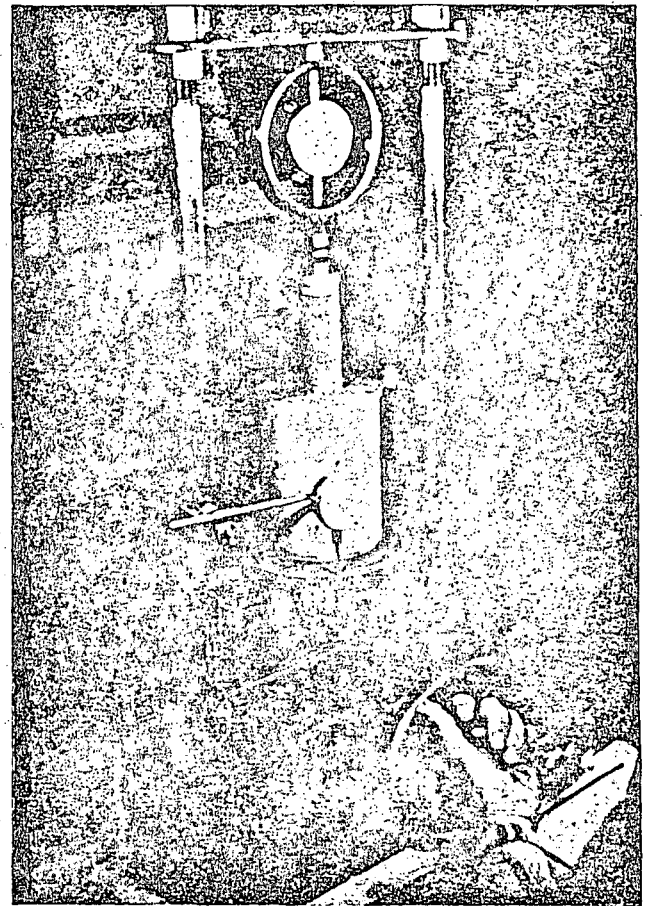
Figura I-61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

suelo, llamándose suelo puramente cohesivo al que en un problema dado le sea aplicable una envolvente de resistencia horizontal. Cuando le sean aplicables las condiciones de la prueba rápida (sin drenaje y sin consolidación) la resistencia de dicho suelo será simplemente

$$s = c \quad (1-65)$$

y el ángulo de fricción aparente resulta ser cero en este caso. Este ángulo tampoco es más que un parámetro de cálculo, que se usará cuando se trabaje con el método de los esfuerzos totales en un problema práctico en que las condiciones de la prueba rápida sean representativas de aquella a que realmente estará sometido el suelo. Sin embargo, en la prueba real el ángulo de falla de la muestra no es de 45° , como lo sería si el ángulo de fricción aparente fuese el realmente representativo de la resistencia friccional de la muestra (éste es naturalmente ϕ , ligado a los esfuerzos efectivos actuantes, que puede medirse en una prueba lenta o en una rápida consolidada con determinación de la presión neutral).

La resistencia no drenada representa la resistencia que tiene un suelo natural. Puesto que la mayor parte de las construcciones se llevan a efecto con mucha rapidez en comparación a los tiempos que necesita la arcilla para consolidarse, la resistencia sin drenaje debe usarse en la mayoría de los problemas de diseño. Aun en aquellos casos en que la construcción es tan lenta que durante ella ocurren aumentos significativos de la resistencia por consolidación, suele usarse la resistencia no drenada para obtener datos de proyecto, por representar un valor mínimo y, por ende, conservador. Cuando se piense en la utilización de la resistencia no drenada para obtención de valores de proyecto, han de vigilarse aquellos casos en los que los esfuerzos finales aplicados al suelo puedan ser menores que la carga inicial que éste soportaba; tal es frecuentemente la situación en excavaciones y en problemas de estabilidad de taludes. En dichos casos, para condiciones de proyecto a corto plazo, cuando el suelo no tiene tiempo suficiente para expandirse, pueden ser aplicables las condicio-



Prueba de compresión simple

nes de resistencia sin drenaje; pero a largo plazo el suelo se debilita y el uso de la prueba rápida puede quedar fuera de la seguridad.

La resistencia no drenada depende del esfuerzo inicial a que estaba sometido el suelo en su lugar natural, de su carga de preconsolidación y de la envolvente de falla de Mohr correspondiente a condiciones con drenaje. En suelos compresibles, la presión que soportaba el suelo en su lugar natural se

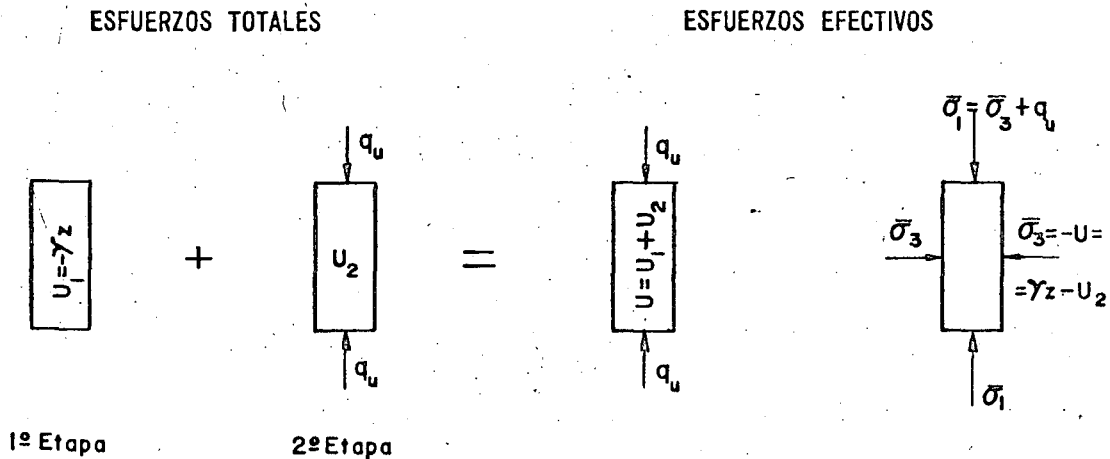


Figura I-62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

relaciona con la relación de vacíos por la curva de compresibilidad. Como resultado de lo anterior, la resistencia no drenada de una arcilla saturada aumenta cuando disminuyen la relación de vacíos y/o el contenido de agua. En suelos normalmente consolidados una gráfica de relación de vacíos o el contenido de agua contra la resistencia no drenada es aproximadamente una línea recta.

4. Prueba de compresión simple.

Según ya se dijo, esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (Fig. I-62) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere la tensión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma Fig. I-62 y valen

$$\bar{\sigma}_3 = 0 - u = - (u_1 + u_2) = - (-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u$$

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello, lógicamente debe esperarse que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar

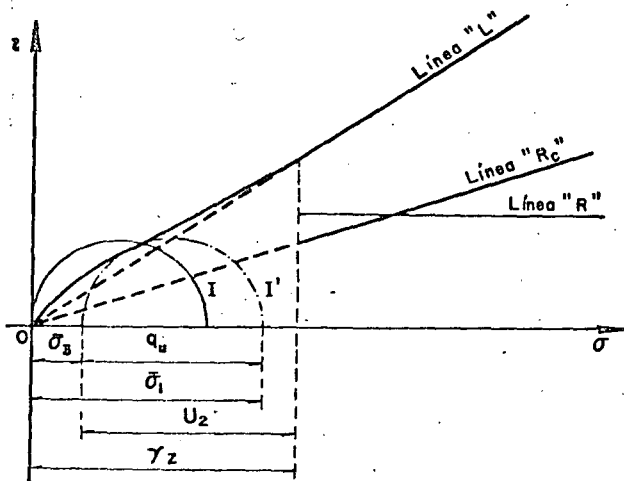


Figura I-63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominado resistencia del suelo a la compresión simple, sea el mismo p_c'' de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esa prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menos que p_c'' pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerársele como igual.

En la Fig. I-63 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este tipo de prueba y su posición relativa a la línea de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γz .

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo el valor de q_u en los estados inalterado y remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como

$$s_i = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}} \quad (1-72)$$

B Suelos no saturados

Básicamente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados envuelve los mismos conceptos que la de los suelos saturados; pero existen entre ambos casos algunas diferencias muy significativas. En los suelos no saturados los poros contienen agua sólo parcialmente y en ellos existe aire en una proporción acorde con el grado de saturación; la gran diferencia de comportamiento mecánico entre ambos fluidos impone características de comportamiento muy complejas al conjunto. Desde luego, dentro de la actual manera de concebir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos sigue siendo cierto que es el esfuerzo efectivo el que controla la componente friccional de dicha resistencia. Los esfuerzos cortantes son tomados sólo por las partículas sólidas del suelo no saturado (esqueleto), excepto a niveles de deformación muy altos; en cambio el esfuerzo normal total en cualquier plano se descompone en general en dos partes, una correspondiente al esfuerzo efectivo transmitido en el esqueleto mineral y otra neutralizada por la presión del fluido en los poros del suelo. Pero ahora la presión neutral es una combinación muy complicada de presión y tensión capilar en el agua y de presión en el aire, que depende del grado de saturación y del tamaño de los poros del suelo.

Si hay un solo fluido en los poros, sea aire o agua, el esfuerzo normal efectivo medido por la ecuación ya establecida es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

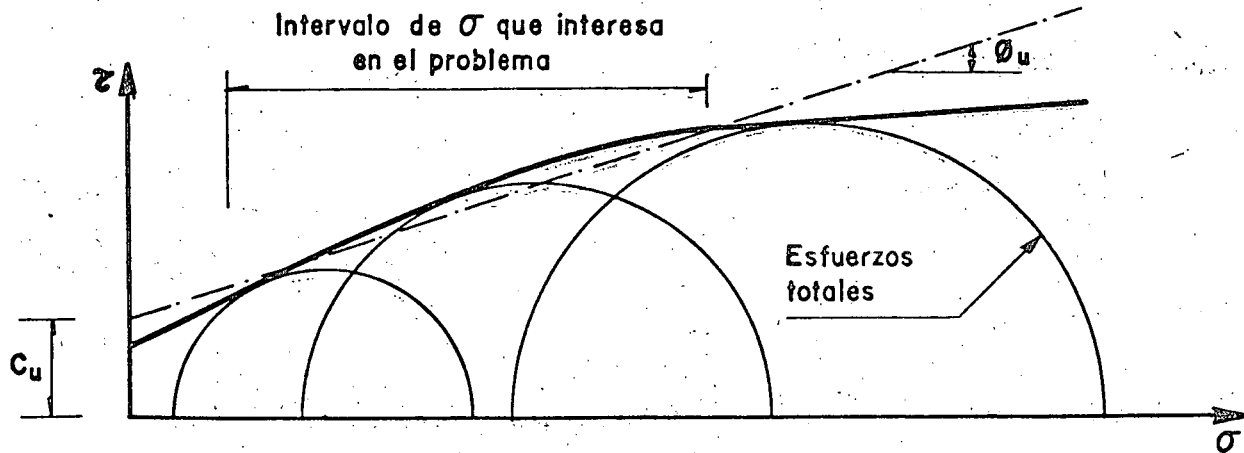


Figura I-64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo efectivo, σ el total y u la presión neutral. En los suelos parcialmente saturados suele haber dos fluidos en los poros, los cuales pueden estar en equilibrio a presiones que difieren considerablemente en uno y otro a causa de la tensión superficial. Bishop (Ref. 54) ha propuesto para representar al esfuerzo efectivo en este caso una expresión del tipo

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + X (u_a - u_w) \quad (1-73)$$

donde u_a representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y u_w la presión en la fase líquida. El parámetro X vale uno para suelos saturados y cero para suelos secos; sus valores intermedios dependen sobre todo del grado de saturación, pero están influidos también por otros factores tales como la estructura del suelo, los ciclos de humedecimiento y secado a que éste esté expuesto y los cambios de esfuerzos que se tengan para un valor particular del grado de saturación. En la mencionada referencia 54 se muestran determinaciones de X para algunos suelos particulares; desde luego X crece al crecer el grado de saturación.

Los valores de u_a y u_w que se tienen cuando se somete al suelo a un cambio de esfuerzo $\Delta\sigma$ han sido estudiados por Bishop y Eldin (Ref. 55) y por Skempton (Ref. 56). Según estos autores, al aplicar a un suelo parcialmente saturado un incremento hidrostático de esfuerzo, $\Delta\sigma_3$, se produce un aumento tanto en la presión del agua, como en la del aire, de acuerdo con las relaciones.

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= B_a \Delta\sigma_3 \\ \Delta u_w &= B_w \Delta\sigma_3 \end{aligned} \quad (1-74)$$

Las expresiones anteriores sirven para definir los coeficientes de presión neutral B_a y B_w . En la Ref. 56 se dan valores típicos de B_w para suelos parcialmente saturados, con variaciones de 0.10 a 0.89, indicando en cada caso qué parte del esfuerzo aplicado es tomado por el agua.

Cabe un enfoque similar para expresar el aumento de la presión en el agua y en el aire al aplicar un incremento al esfuerzo desviador que se ejerce sobre una muestra de suelo; ahora

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= A_a (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \\ \Delta u_w &= A_w (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{aligned} \quad (1-75)$$

Valores típicos de A_w en la falla han sido reportados por Bishop y Henkel (Ref. 57) quedando comprendidos entre -0.28 y $+0.27$ para muestras de suelos compactados parcialmente saturados.

En pruebas triaxiales sin drenaje en suelos parcialmente saturados, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la presión normal exterior, pues la compresión del aire permite el desarrollo de esfuerzo efectivo; sin embargo, el aumento de resistencia se hace cada vez menor, por el efecto de disolución del aire en el agua de los poros, que se hace más fácil según aumenta la presión en el propio aire. Cuando los niveles de esfuerzo son suficientemente altos, la baja compresibilidad del conjunto agua-aire disuelto y la disminución del volumen de vacíos por deformación se concitan para producir en el espécimen un comportamiento similar al de los suelos saturados, con un ángulo ϕ en la envolvente de falla que tiende a ser cero. La envolvente de esfuerzos totales no es pues una recta, sino una curva que tiende a la horizontal. Los parámetros de resistencia c y ϕ sólo pueden definirse si se aproxima a una recta aquel tramo de la curva que comprenda al intervalo de esfuerzos normales que rija en el problema particular de que se trate. Si se ha de resolver un problema con el criterio de esfuerzos totales, y ese es el caso más común en suelos no saturados, es de la mayor importancia reproducir en la prueba de laboratorio condiciones lo más representativas que sea posible de las de campo. En la Fig. I-64 se muestra una envolvente típica de suelos no saturados en pruebas triaxiales sin drenaje.

No es posible realizar pruebas con drenaje en suelos parcialmente saturados, con el mismo sentido

e interpretación que las pruebas lentas normales (es decir, pruebas en que la presión neutral sea nula en toda etapa significativa), pues ello implicaría destruir las tensiones capilares y para lograr tal fin es preciso saturar la muestra. Si se desea trabajar con esfuerzos efectivos, para obtener la envolvente correspondiente lo que se hace es saturar la muestra y suponer que tal proceso no produce cambios significativos en el valor de ϕ ; este criterio resulta conservador en los análisis prácticos, pues la resistencia suele disminuir con la saturación.

En suelos no saturados es común la prueba con drenaje, pero a humedad constante, en que se mantiene a la muestra sin cambios de humedad y se controla la presión del aire en lo que sea preciso para lograr tal fin. En este tipo de pruebas basta medir la presión neutral en el agua de los vacíos para conocer la presión intersticial.

Las envolventes de resistencia de los suelos no saturados en prueba rápida (sin drenaje) se acercan más y más a la forma correspondiente a los suelos saturados, a medida que el grado de saturación aumenta, como es lógico que suceda. En la Ref. 47 pueden verse resultados de laboratorio en correspondencia con la afirmación anterior.

Un caso de fundamental importancia de suelos no saturados, por cierto de gran interés para el ingeniero especialista en vías terrestres, es el correspondiente a suelos compactados. Existe ya bastante información en torno a este tema, pero no será tratada en este lugar, sino en el capítulo correspondiente a suelos compactados, en páginas subsecuentes de esta obra.

C Aplicación de los resultados de las pruebas triaxiales a los problemas prácticos

En la práctica, cuando el ingeniero necesita conocer las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, con vistas a la obtención de datos para diseño de una obra particular, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles; en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las cir-

cunstancias a que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas por las que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción; sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil de suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

1) El criterio de los esfuerzos efectivos.

En este criterio se razona que es este tipo de esfuerzos el que realmente define al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea L), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Este criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión; es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En la figura 1-65 está someramente descrito el criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como por ejemplo resulta de una serie de pruebas lentas, trazando los círculos de falla de cada uno y dibujando a partir de ellos la línea L , tangente a todos. (En general, la línea L quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el intervalo normalmente consolidado, pero dadas las incorrecciones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea L la recta que más se aproxime a la tangente común.) En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado, para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea L que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolida-



Figura 1-65. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo trabajando con esfuerzos efectivos.

do, persiguiendo así fines didácticos. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea L en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea L en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema; la realidad sin embargo no es tan halagüeña; las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán únicamente dos en lo que sigue. En primer lugar, se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, al cabo del tiempo dejan pasar y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, por su mayor rigidez influyen de un modo significativo en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sometida a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados, emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior, esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales,

de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, que además son dilatadas y costosas, pudiera no ofrecer una garantía suficiente en todos los casos particulares.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea L en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. Sin embargo, en la actualidad los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado, por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de pie de obra.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sometido a una prueba rápida consolidada. Hay métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez-Badillo para cubrir tal fin (Ref. 47). En conclusión, puede decirse que ya empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L , sea en el laboratorio o con ayuda de métodos que no pueden considerarse aún de uso popular; esto permite esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la figura I-65. Una vez obtenida la línea L , para realizar un análisis será preciso conocer el estado de esfuerzos efectivos en todos los puntos de interés dentro de la masa del suelo en estudio; en el caso concreto de la Fig. I-65, en los puntos de la superficie de deslizamiento supuesta. Este es un problema no resuelto hasta hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos, en el interior de un espécimen dentro de una cámara triaxial sometida a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aun disponiendo de la línea L en la práctica se tendrá la dificultad adicional de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la

construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es práctico únicamente para instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuren presas construidas similares a la que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse, especialmente en obras de menor aliento y posibilidades que la presa de tierra, nó es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

2) El criterio de los esfuerzos totales.

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir, se hace uso de las envolventes L o R , según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de las pruebas da valores de resistencia muy diferentes para el mismo suelo, por variar las circunstancias en que se hace la prueba, se sigue que ésta sólo será representativa si sus propias circunstancias de trabajo duplican de un modo suficientemente aproximado las circunstancias a que estará sometido el suelo en el prototipo; en consecuencia, es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas que vaya a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, en lo que sigue se hacen algunos comentarios de carácter general.

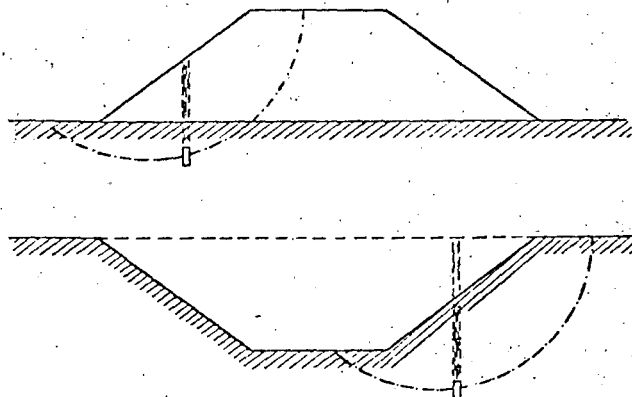


Figura I-66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese, por ejemplo, un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. I-66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén incluirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación, por ejemplo para la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión,

que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta o la rápida-consolidada serían obviamente las recomendables para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de las que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas de tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este capítulo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente con suficiente precisión a la envolvente en el tramo. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas, y su ecuación matemática será de la forma

$$s = a + \sigma \tan \alpha \quad (1-76)$$

con a y α como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y α el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ecuación 1-76 es de la misma forma que la Ley clásica de Coulomb. Sin embargo, resulta ya inútil discutir las diferencias esenciales de concepto e interpretación entre ambas; a y α ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo, sino que solamente son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " a " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " α " el "ángulo de fricción aparente". Incluso es usual en las obras sobre la mate-

ria seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de esta obra. Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

D Resistencias máxima y residual de las arcillas

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamará ahora resistencia máxima. Si la prueba continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba continúa,

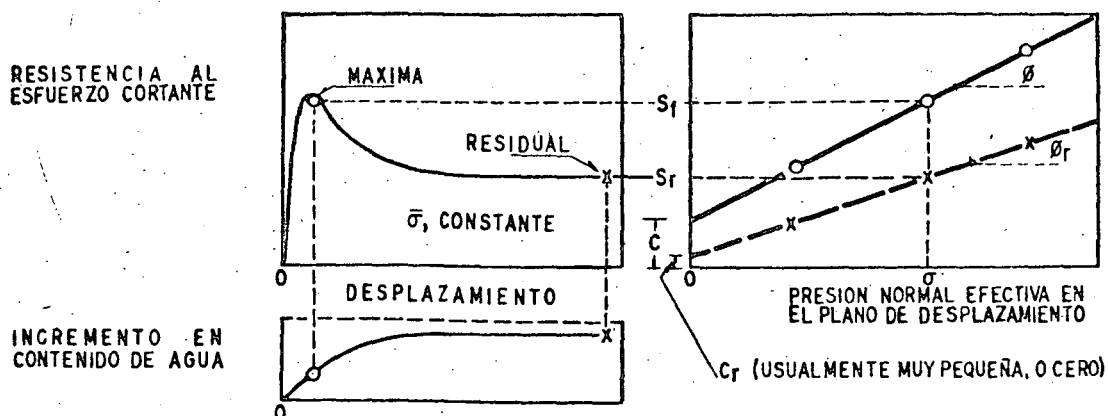


Figura I-67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

se observa que, según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye; pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado, se conserva, aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba, y existe evidencia de campo de que en la arcilla esta resistencia se conserva para desplazamientos del orden de metros. Si de esta manera se realizan diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los antes descritos, aunque naturalmente sean distintos en cada caso los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual (Ref. 40). En la parte (a) de la figura 1-67 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento, tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-66)$$

y para la resistencia residual:

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (1-77)$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que invariablemente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello despreciarse. Por tanto, para el uso de la resistencia residual puede escribirse

$$s_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (1-78)$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arcillas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skempton (Ref. 40), podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por tanto, una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del desplazamiento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia máxima, hay evidencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, son tan grandes los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo, en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de creep más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta, una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó la parte deslizante a su posición original, produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, y sugiere que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieran resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino también en las arcillas normalmente consolidadas, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas,

cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma, independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, se ha visto que ϕ_r depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10° , cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual R , por medio de la expresión

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \quad (1-79)$$

donde

s_f = resistencia máxima de la arcilla.

s_r = resistencia residual de la misma.

\bar{s} = esfuerzo cortante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales, \bar{s} puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta \bar{s} con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma pudo calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquella es igual a la residual, R será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión 1-79 como

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f \quad (1-80)$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud. Si la resistencia puede llegar a la resistencia residual, recomienda el uso de esta última en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que es muy pequeña y despreciable la disminución de re-

sistencia en la falla respecto a la máxima, por lo que en estos casos se podría usar en general dicha resistencia máxima; considera también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente, si ha ocurrido una falla, cualquier movimiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.

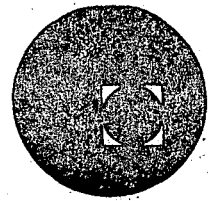
REFERENCIAS

1. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. III. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IX. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
3. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. II. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
4. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 4. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
5. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IV. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
6. Terzaghi, Karl. Modern conceptions concerning Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
7. Casagrande, A. The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
8. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 5. Limusa-Wiley, México, 1972.
9. Casagrande, A. Classification and Identification of Soils, *Trans. ASCE*, Vol. 113, págs. 901-1948.
10. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. VI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
11. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. de J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 3. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
12. Skempton, A. W. The Colloidal Activity of Clays, *Memoria del Tercer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Vol. I. Zurich, 1953.
13. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
14. Reynolds, O. An Experimental Investigation of the Circumstances which determine whether the motion of water shall be Direct or Sinuous and the Law of Resistance in Parallel Channels, *Phil. Transactions*, Royal Society, Vol. 174. Londres, 1883.
15. Darcy, H. *Les Fontaines publiques de la Ville de Dijon*, París, 1856.

16. Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos, Tomo III *Flujo de Agua en Suelos*, Cap. I. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969.
17. Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. X. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
18. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 9. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
19. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 10. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
20. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 20. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
21. Skempton, A. W. y Bishop, A. W. Soils, Cap. X de la publicación *Building Materials, their Elasticity and Inelasticity*, North Holland Publ. Co., Amsterdam, 1954.
22. Jiménez Salas, J. A. y de Justo Alpañes, J. L. *Geotecnia y Cimientos*, Tomo I *Propiedades de los Suelos y de las Rocas*, Cap. 6. Ed. Rueda, Madrid, 1971.
23. Marsal, R. J. Moreno, E., Núñez, A., Cuéllar, R. y Moreno, R. *Investigación sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de enrocamiento*, Comisión Federal de Electricidad, México, 1965.
24. Marsal, R. J. Large scale testing of Rockfill Materials, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Marzo, 1967.
25. Contributions and Discussions on Mechanical Properties of Rockfill and Gravel Materials, Sesión Especial N° 13. Organizador: Raúl J. Marsal, *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, México, Agosto de 1969.
26. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. Performance of El Infiernillo Dam, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Julio, 1967.
27. Marsal, R. J. Ramírez de Arellano, L. y Núñez, A. Plane strain of Rockfill Materials, *III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Caracas, 1967.
28. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 22. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
29. Leonards, G. A. y Girault, P. A Study of the One-Dimensional Consolidation Test, *V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, París, 1961.
30. Barden, L. Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat, *Geotechnique*, 18, 1968.
31. Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. XI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
32. Scott, R. F. *Principles of Soil Mechanics*, Cap. 7 y 8. Addison Wesley Publ. Co., Inc., 1963.
33. Coulomb, Ch. A. Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture, *Memoria a la Real Academia Francesa*, 5, 7, París, 1776.
34. Mohr, O. *Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik*, W: Ernst, Berlín, 2ª edición, 1914.
35. Newmark, N. M. Failure hypotheses for Soils, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Colorado, 1960.
36. Scott, R. F. y Hon-Yim Ko. Stress-Deformation and Strength Characteristics, Reporte sobre el Estado del Arte, Vol. III. *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, México, 1969.
37. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 6. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
38. Skinner, A. E. A note on the influence of Interparticle Friction on the Shearing Strength of a Random Assembly of Spherical Particles, *Geotechnique*, 19, 1969.
39. Scott, R. F. y Schoustra, J. J. *Soil Mechanics and Engineering*, Cap. 5, McGraw-Hill Book, Co., 1968.
40. Skempton, A. W. Long-Term Stability of Clay Slopes, IV Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol. XIV, 1964.
41. Hambly, E. C. A new Triaxial Apparatus, *Geotechnique*, 19, 1969.
42. Bishop, A. W. The Strength of Soils as Engineering Materials, VI Conferencia Rankine, *Geotechnique*, Vol. 16, N° 2, 1966.
43. Cornforth, D. H. Some experiments on the Influence of Strain conditions on the Strength of Sand, *Geotechnique*, Vol. 16, 1964.
44. Hvorslev, M. J. y Kaufman, R. I. Torsion Shear Apparatus and Testing Procedures, *Boletín N° 38*, Waterways Experiment Station. Vicksburg, Miss., 1952.
45. Roscoe, K. H. Discusión contenida en el volumen 3 (págs. 105-107) de las *Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, París, 1961.
46. Bjerrum, L. y Landva, A. Direct Simple Shear Tests on a Norwegian quick clay, *Geotechnique*, Vol. 16, 1966.
47. Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos, *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. XII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
48. Wilson, S. D. y Squier, R. Earth and Rockfill Dams, Reporte sobre el Estado del Arte, Vol. III, *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, México, 1969.
49. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, Cap. 11. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
50. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. Field measurements in Rockfill Dams, *II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Vol. 2, Sao Paulo, Brasil, 1963.
51. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Cap. 3. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
52. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, Cap. 26. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
53. Skempton, A. W., The Pore Pressure Coefficients A and B, *Geotechnique*, Vol. IV, 1954.
54. Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E. y Donald, I. B. Factors controlling the Strength of Partly Saturated cohesive Soils, *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, Boulder, Colorado, 1960.
55. Bishop, A. W. y Eldin, G. Undrained triaxial Tests on Saturated Sands and their significance in the General Theory of Shear Strength, *Geotechnique*, Vol. II, N° 1, 1950.
56. Bishop, A. W. y Henkel, D. J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold, Ltd., Londres, 1957.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

ESTUDIOS PREVIOS GEOLOGICOS

ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

NOVIEMBRE, 1978.



A.- Estudios previos geológicos.

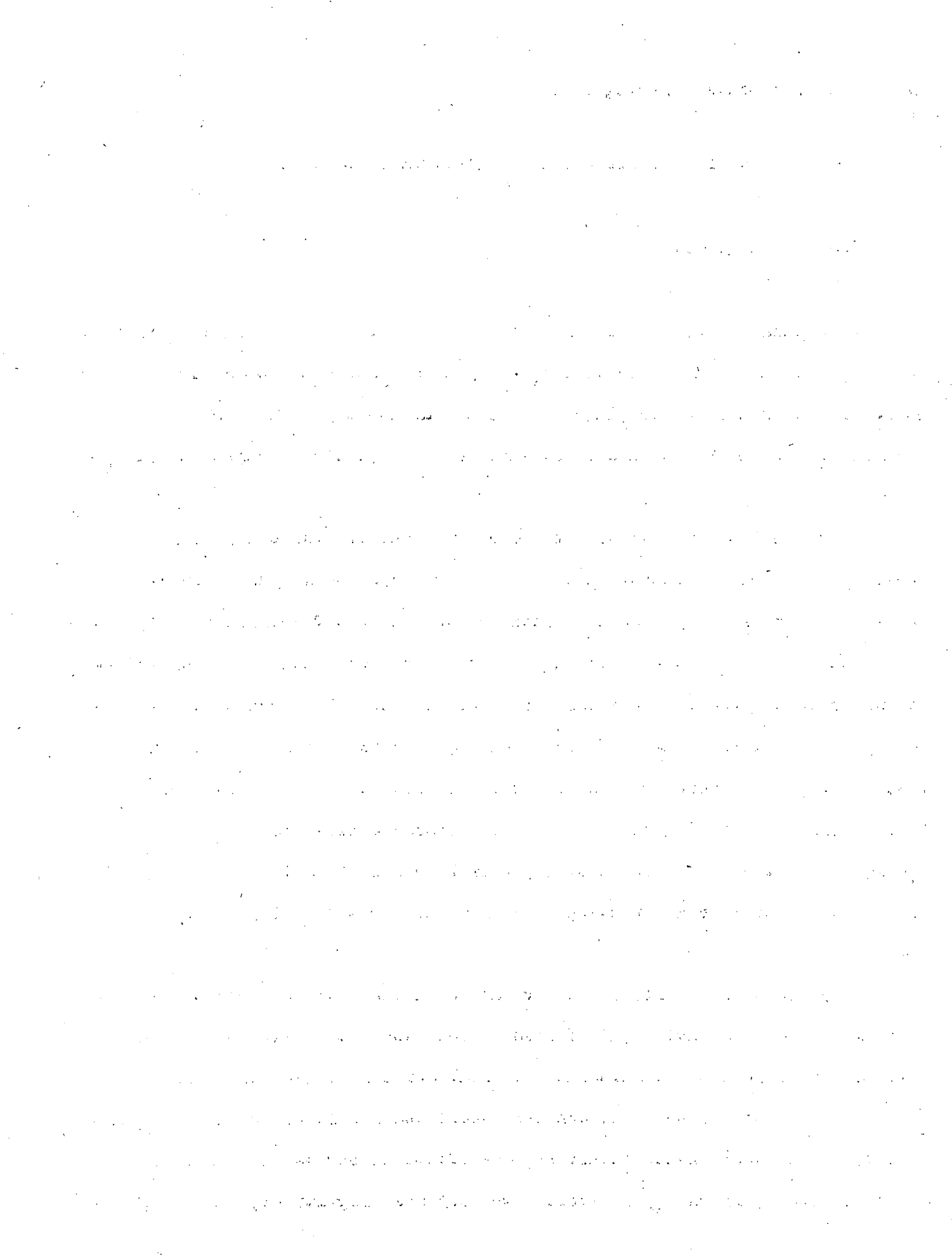
Como ejemplo se describen los de la Ciudad de México.

Geología Regional.

La cuenca de México, está situada en la porción Sur de la Mesa Central de la República, es una zona volcánica sujeta a esfuerzos tectónicos, en donde continuas erupciones originaron depósitos de lavas y tobas; por su espesor y extensión, no permiten el afloramiento de los depósitos marinos subyacentes.

Las erupciones volcánicas suelen ocurrir por fracturas o fallas de la corteza terrestre y alcanzan su máximo desarrollo si éstas son generadas por esfuerzos de tensión. Desde el principio del Período Terciario de la Era Cenozóica, se inició la emersión de la actual zona continental, levantamiento que produjo esfuerzos de tensión que fracturaron a las formaciones a lo largo de una extensa zona de 65 km de ancho, denominada afallamiento "Chapala-Acambay", en estudios recientes, correlacionado al sistema continental de fallas "San Andrés" (figura 1). Las primeras manifestaciones volcánicas producto de estas fracturas constituyen la Sierra de Xochitepec al Sur y el núcleo de las Sierras de Guadalupe y Pachuca al Norte y de Tepetzotlán al Poniente.

Un período de erosión e inactividad volcánica precede a nuevos afallamientos y emisiones lávicas, dacíticas y riolíticas, al Norte de la Cuenca, cuya edad se supone en el Plioceno, al igual que las series andesíticas del Iztaccihuatl y del Ajusco, que son los resultados iniciales de un nuevo sistema de fallas denominando "Clarión", que afecta al Sur de la Cuenca en un ancho de 20 km (figura 1); todos estos derrames magmáticos, junto con al-

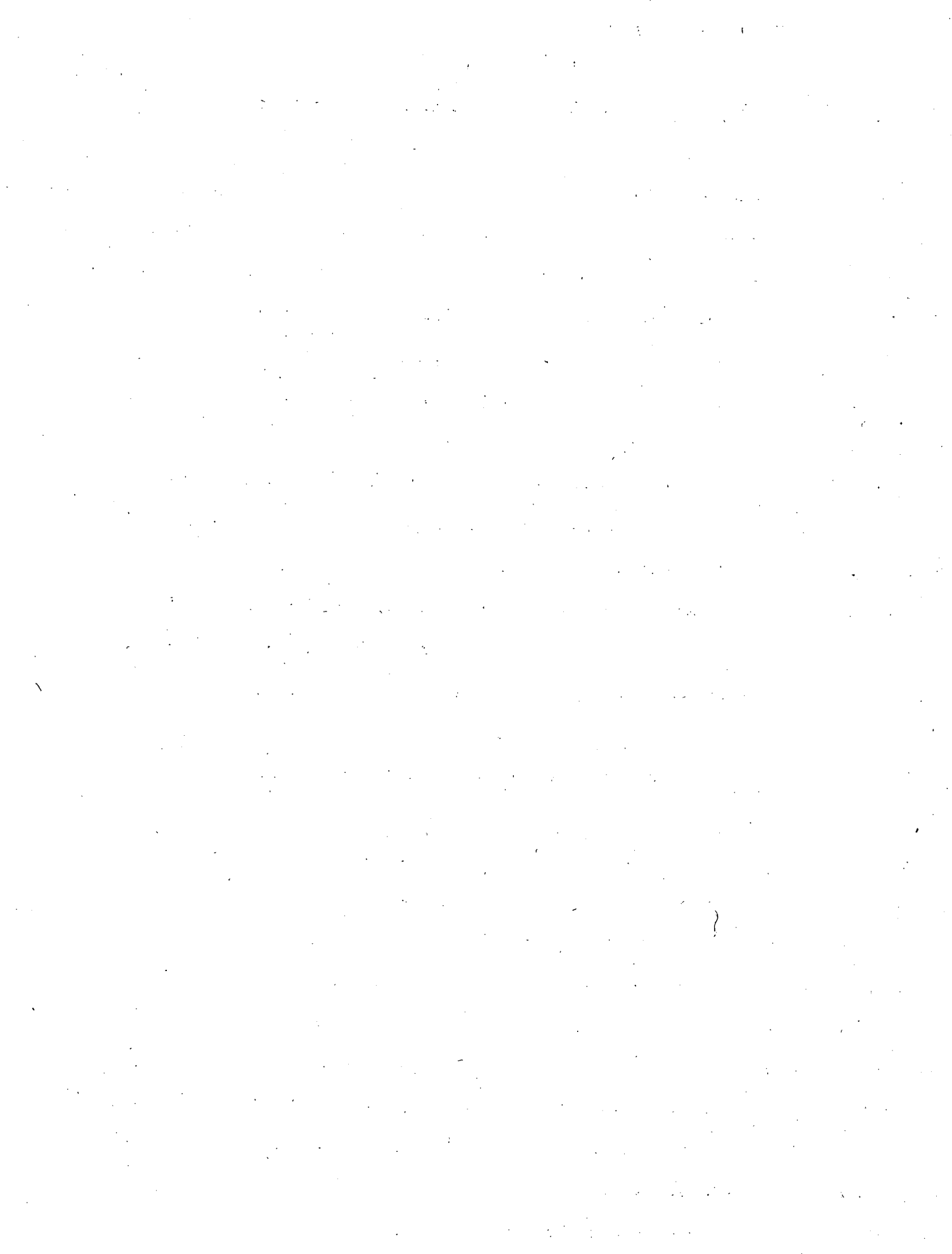


gunos otros de menor importancia, interrumpieron cualquier drenaje superficial hacia el Norte y Oeste.

Es posible que las cavidades abisales ocupadas antes por el magma eyectado se hayan colapsado, produciendo un hundimiento repentino de la Cuenca, - a juzgar por los elevados y escarpados bloques de las sierras del Este y Oeste; nuevos complejos volcánicos se originaron por estas fracturas; al igual que erupciones volcánicas conocidas como Nubes Ardientes, tales como las identificadas en Cuajimalpa y en el Cerro del Guajolote, actualmente clasificadas como Formación Tarango Inferior.

Lluvias escasas pero torrenciales, características de un clima semi-árido, tienden a uniformizar la abrupta topografía, erosionando los depósitos volcánicos y engendrando extensos abanicos aluviales en las estribaciones de las serranías. En la Epoca Pleistocénica del Período Cuaternario el clima se torna frío y húmedo y ocasiona la formación de glaciares en las prominencias y de una red fluvial en las partes bajas; ambos sistemas de corrientes superficiales erosionan grandemente los depósitos de la Formación Tarango Inferior, hasta constituir dos profundos valles que drenaban hacia el Sur en - el río Amacuzac; el mayor de ellos atravesaba la actual zona urbana y continuaba paralelo a la Sierra de Las Cruces, mientras que el otro recorría las partes bajas de la Sierra Nevada.

Simultáneamente al crecimiento de la red fluvial descrita, reaparecen las grandes emisiones de Nubes Ardientes y se forman, entre otros, los volcanes de Chimalhuacán, Chiconautla y la Estrella. Posiblemente debido a nuevos movimientos en el fracturamiento "Clarión", se presentan otras efusiones de lavas andesíticas en el Iztaccíhuatl y se originan los potentes derrames basálticos del Chichinautzin, que rellenan el espacio entre las Sierras Nevada y del Ajusco e impiden el drenaje hacia el Sur, transformando de esta manera el Valle de México en Cuenca Cerrada. (figura 1).



A consecuencia de esta obstrucción las corrientes superficiales regularizaron la topografía, erosionando las prominencias y rellenando las depresiones con gravas y arenas de forma redonda, que se les conoce con la denominación de Serie Clástica Fluvial y Aluvial del Pleistoceno. Cenizas volcánicas sedimentarias en los lagos de las partes bajas de la Cuenca constituyen la Formación Tacubaya, que precede al Período Morales, tipificado por suelos cementados con carbonatos. Nuevos depósitos de cenizas, polvo volcánico y aluviones definen la Formación Becerra, en tanto que vetas de caliche suprayacentes indican la existencia de otro período de clima árido, denominado Barrilaco. Suelos con gran contenido de materia orgánica - Formación Tototzingo - preceden a los depósitos superficiales de la Época Arqueológica, los que contienen diferentes vestigios de las antiguas civilizaciones que habitaron en la Cuenca de México. Finalmente, las erupciones del Xitle hace aproximadamente 2200 años y la del Popocatepetl en 1920, son una prueba veraz de la latente actividad volcánica de la Cuenca.

A continuación se describe el tipo de suelos encontrados y su regionalización.

De los resultados de múltiples exploraciones, realizadas por Raúl J. Marsal, se dividió a la Ciudad en tres zonas estratigráficas que son:

A). ZONA DEL LAGO.

En ella, hasta las máximas profundidades exploradas, el subsuelo tiene la siguiente estratigrafía: depósitos arenos limosos o rellenos artificiales, en general hasta profundidades menores de 2 ó 3 m; subyaciendo, con un espesor comprendido entre 15 y 32 m; se localizan arcillas volcánicas de al-

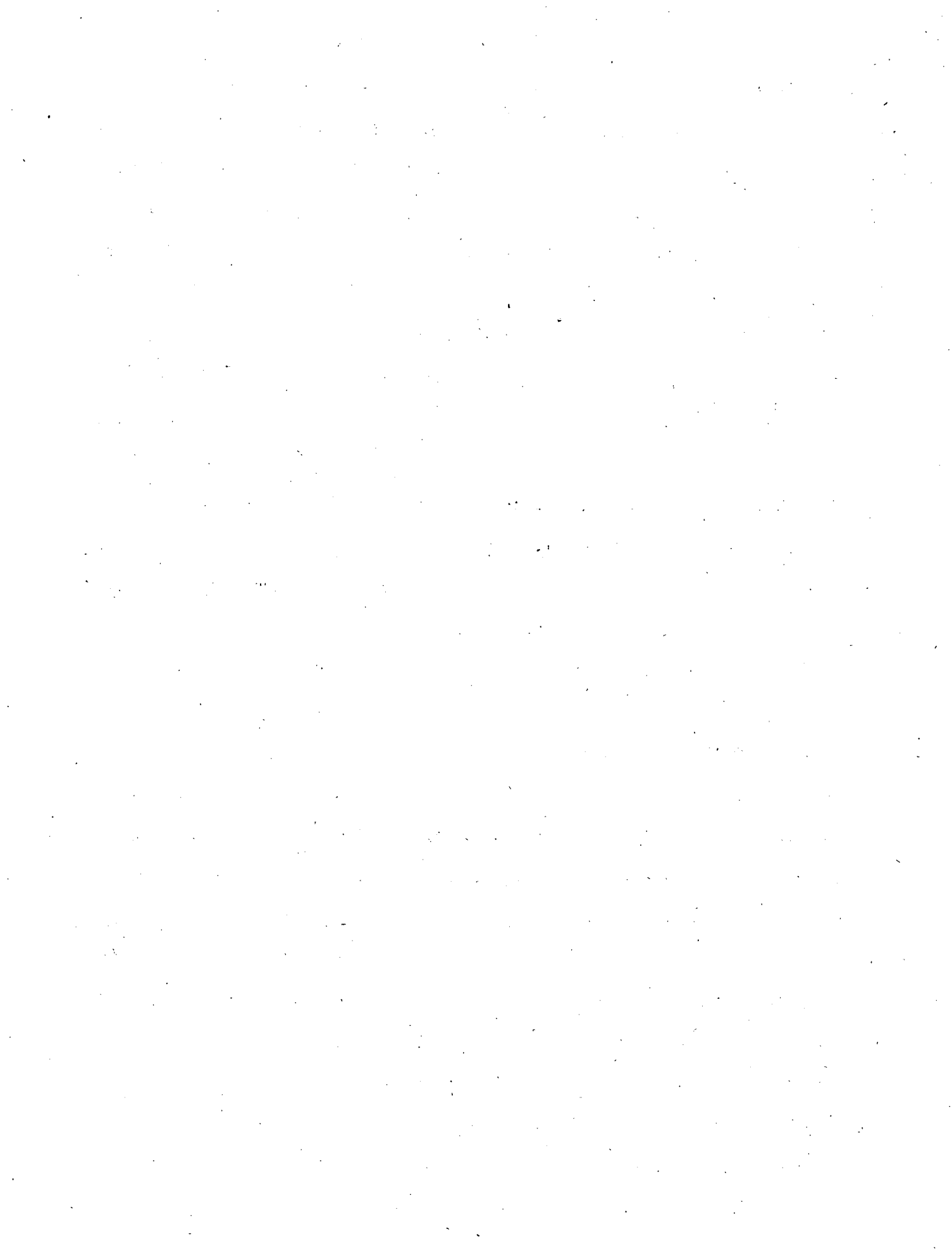


ta compresibilidad, Formación Arcillosa Superior, con intercalaciones de arena y limo. La Primera Capa Dura, constituida por arenas y limos, compactos y en ocasiones cementados, se localiza a continuación con un espesor del orden de 3 m, haciéndose notar que en recientes exploraciones en el Lago de Texcoco, esta capa no apareció. La Formación Arcillosa Inferior queda definida por arcillas volcánicas de naturaleza semejante a las citadas, si bien su espesor varía entre 4 y 14 m y su compresibilidad es menor. Enseguida y hasta profundidades mayores de 100 m, los depósitos son de gravas y arenas, con lentes intercaladas de limo y arcilla, que en algunos sitios constituyen una Tercera Formación Arcillosa.

Las diferencias en el comportamiento mecánico del subsuelo pueden ser importantes aún dentro de un predio, a causa de las cargas superficiales originadas por las construcciones realizadas desde épocas precortesianas; por tales motivos, Mazari y Marsal, hacen una subdivisión de la zona, clasificando a la parte más antigua de la Ciudad como típica de esos problemas.

B. ZONA DE TRANSICION.

La estratigrafía idealizada puede resumirse como sigue: depósitos arenosos y limosos superficiales se encuentran cubriendo a las arcillas volcánicas de la Formación Arcillosa Superior, que en esta zona presenta múltiples lentes de arena y limo. Subyaciendo y hasta las máximas profundidades exploradas, del orden de 100 m, los materiales son de naturaleza granular, variando su tamaño entre gravas y arenas y se encuentran en estado compacto. La Formación Arcillosa Inferior no existe, o bien está incluida en la Superior, aunque en sitios próximos a la frontera con la zona del Lago puede aparecer en pequeños espesores. No se mencionan los espesores de los diversos depósitos, dado que las condiciones estratigráficas varían notablemente en el área urbana, teniéndose aún cambios importantes dentro de predios grandes.



C. ZONA DE LOMAS.

El origen y naturaleza de los depósitos es muy variable, ya que en las estribaciones de la Sierra de Las Cruces se tienen materiales sedimentarios o piroclásticos, consistentes de arenas limosas con gravas y de limos arenosos cementados; en el Sur, cerca del Ajusco, las formaciones superiores, derrames basálticos, son ígneas; finalmente, en las inmediaciones de la Sierra de Guadalupe, al Norte, las arenas finas y uniformes denotan un origen sólido. Condición común es la ausencia de arcillas compresibles y también, salvo en los depósitos sólidos, la gran resistencia al corte y baja compresibilidad de los restantes. Es oportuno mencionar que pueden presentarse condiciones peligrosas, diferentes a las discutidas, debido a la existencia de oquedades entre emisiones lávicas sucesivas o a cavernas producto de la explotación de minas.

De acuerdo con la anterior división estratigráfica, mostrada en forma esquemática en la Figura 1- se concluye que el predio en estudio se localiza en la Zona del Lago del Valle de México. Este conocimiento permitirá, en caso necesario, complementar la información que se obtenga del estudio del subsuelo, mediante las gráficas de regresión estadística, de la zona estratigráfica correspondiente al predio en cuestión.

Para determinar la Geología en otros sitios de la República Mexicana - consúltense las Cartas Geológicas del Instituto de Geología y/o las Cartas de CETENAL, con el fin de determinar el tipo de suelos residuales o transportados y el tipo de rocas que se encontrarán en el lugar.



B. Estudios previos de Mecánica de suelos.

B.1. Unidades Habitacionales de uno o dos niveles o estructuras ligeras.

Los estudios previos de mecánica de suelos en las Unidades Habitacionales de uno o dos niveles o estructuras ligeras se dividen en las siguientes etapas:

- I. Información complementaria
- II. Reconocimiento al lugar
- III. Trabajos de campo
- IV. Trabajos de laboratorio
- V. Estratigrafía y propiedades mecánicas
- X VI. Análisis de resultados
- < VII. Conclusiones y recomendaciones

A continuación se describe cada una de ellas.

I.- Información complementaria.- Con el fin de programar adecuadamente todos los trabajos se requiere, si es posible, información complementaria en la zona aledaña como es.

I.1.- Dimensiones y forma de la Unidad Habitacional o de la estructura en estudio para poder determinar el número probable y el tipo de los sondeos a realizar.

I.2.- El tipo de estructuras que se van a construir, con el fin de ubicar las zonas de mayor concentración de cargas y las áreas verdes o jardines y poder ubicar adecuadamente los sondeos.

Los datos anteriores se pueden solicitar a los Representantes del Organismo que solicita el estudio en el lugar.

I.3.- Recavar información de estudios de Mecánica de Suelos que se hayan hecho en zonas aledañas con el fin de tener idea del tipo de suelos



que se van a encontrar y los problemas que se pueden presentar, así como su enfoque para resolverlos.

I.4.- Solicitar a los geólogos información sobre la geología local del lugar, para determinar en principio si se encontrará un suelo y el tipo del mismo (residual, transportado, etc.) o si encuentra una roca y los posibles problemas que se tendrán en éste.

II.- Reconocimiento del lugar.- Toda la información descrita en I, se puede solicitar antes de hacer el reconocimiento con el fin de perder el menor tiempo posible y llegar al lugar con una idea más concreta del problema que se pretende resolver.

Durante la visita se harán los siguientes trabajos:

II.1.- Se hará una descripción del lugar, en la que se anote el tipo de suelo y/o roca superficial, el tipo de construcciones del lugar y el tipo de cimentaciones que se emplearon.

II.2.- Se observará si alguna estructura tiene falla o grietas debidas a falla de la cimentación.

II.3.- Se investigará observando pozos o cortes del lugar si existe el nivel de aguas freáticas, así como el tipo probable del suelo que se encontrará. Para clasificar el suelo úsese el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

II.4.- Se determinará el número, tipo y localización de los sondeos que se realizarán para determinar la estratigrafía y las propiedades mecáni-



cas del suelo. Para este tipo de estudios, se pueden programar pozos a cielo abierto hechos con pico y pala de sección cuadrada de 1 m. de lado y llevados hasta una profundidad de 3.0 m; pero como criterio general la profundidad de los sondeos debe ser tal que cubra de 2 a 3 veces el ancho del cimiento. Si no es posible que la condición anterior se satisfaga con pozos a cielo abierto, entonces es necesario emplear otro tipo de sondeos.

III.- Trabajos de campo.- De la observación de los sondeos recomendados en el inciso II.4, se pueden sacar las siguientes conclusiones:

III.1.- Que el subsuelo esté formado por suelos finos o cohesivos como las arcillas, cuya consistencia variará de la siguiente manera:

Muy blanda.

Blanda.

Poco firme.

Firme.

Muy firme.

Dura.

Esta es una valuación sólo cualitativa y como tal debe tomarse.

III.2.- Que el subsuelo esté formado por una arena que de acuerdo a su compactación pueda ser:

- Muy suelta.

- Suelta.

- Poco compacta.

- Compacta.

- Muy compacta.



En este punto conviene determinar si la arena es de granos redondos o angulosos, si está bien graduada o mal graduada, si es de tamaño grueso, medio o fino.

III.3.- Que el suelo esté formado por material intermedio o compuestos como son todos los dados en la carta de clasificación de suelos en cuyo caso se determinará el comportamiento de los mismos si es esencialmente fino o granular o si guarda un comportamiento intermedio.

III.4.- Si se encuentran otro tipo de suelos como son:

- Boleos empacados en algunos de los materiales antes descritos.
- Roca en cuyo caso se debe hacer una descripción lo más completa de la misma.

En todos los casos se debe determinar en forma aproximada el porcentaje de cada uno de los materiales encontrados.

Si los sondeos realizados fueron pozos a cielo abierto, se debe de tomar de cada uno de ellos muestras alteradas a cada metro o donde cambie el material y muestras inalteradas cúbicas de 20 cm de lado; a las que se les debe envolver en manta cubierta con brea y cera; también debe hacerse una columna estratigráfica de cada uno de los sondeos en la que se debe anotar: la clasificación de campo de cada estrato, su espesor, color, consistencia o compacidad y la elevación del nivel de aguas freáticas si éste se encuentra.

Si los materiales encontrados son muy blandos o sueltos y se piensa que no son adecuados para desplantar sobre ellos la cimentación se pueden profundizar los sondeos con posteadora para tratar de encontrar un estrato resistente.



Si se programaron otro tipo de sondeos distintos a los pozos a cielo abierto como son por ejemplo el sondeo de penetración estándar; el de tubo liso de pared delgada tipo Shelby de 4" de diámetro. En este caso a las muestras alteradas representativas se les debe depositar en un frasco de vidrio con tapa, la que se sella con una mezcla de parafina y brea o en una doble envoltura de bolsa de plástico; a cada muestra se le debe poner una etiqueta en la que vaya su clasificación de campo, color, consistencia o compacidad y profundidad y número de muestra de acuerdo con la profundidad de cada sondeo.

Las muestras inalteradas se obtendrán cuando se presentan suelos de comportamiento cohesivo o plástico o de comportamiento intermedio. No tiene caso labrar muestras en arena, puesto que es muy difícil mantener las paredes de la muestra.

A las muestras obtenidas se les envía al laboratorio, ya sea el laboratorio Regional del lugar o al Central.

IV.- Trabajos de Laboratorio.-- A las muestras obtenidas se les pueden hacer las siguientes pruebas de laboratorio.

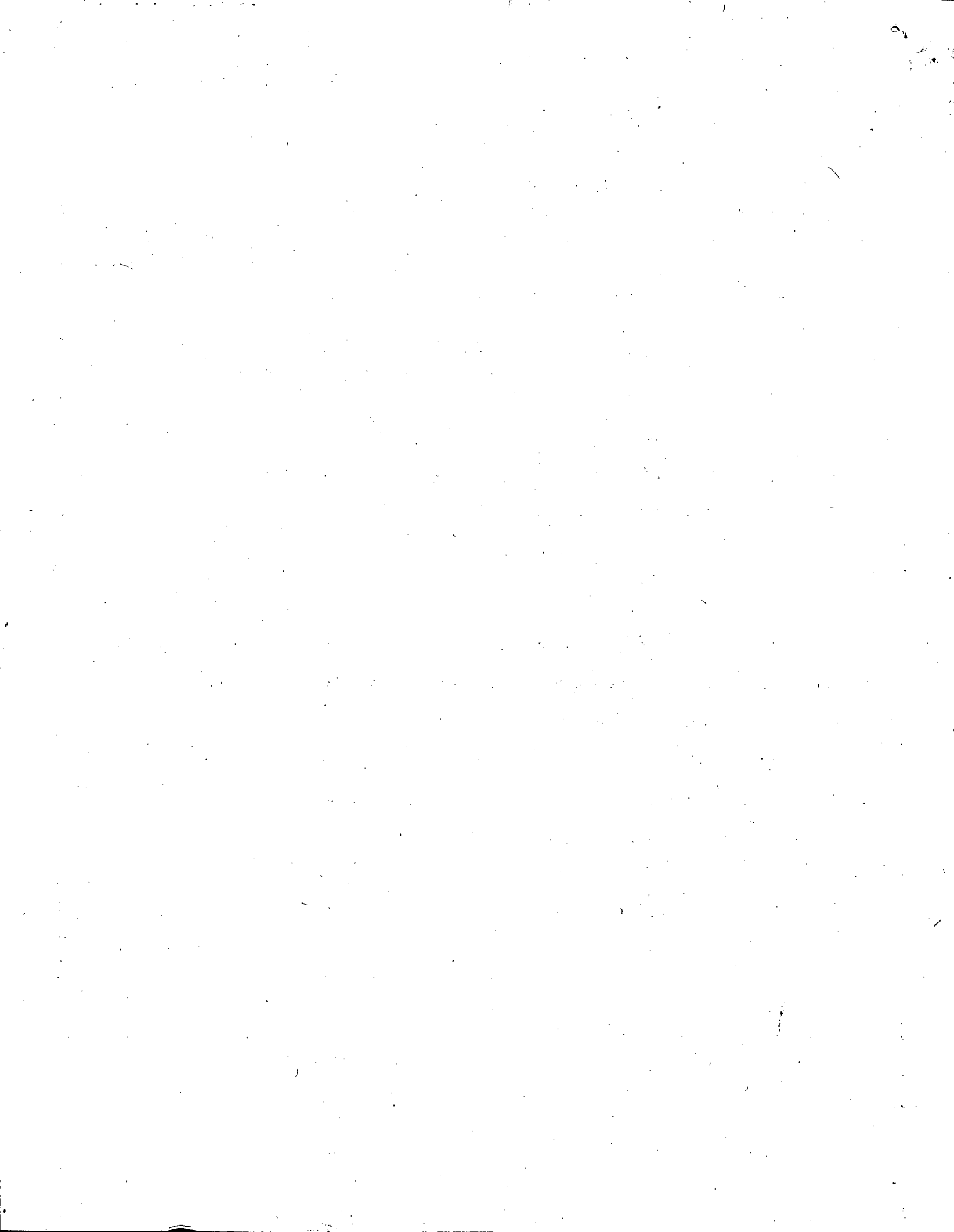
<u>Prueba.</u>	<u>Laboratorio</u>	<u>Nota</u>
Clasificación	"	En muestras alteradas o inalteradas.
Humedad natural.	"	"
Límites líquido y plástico.	"	"
Granulometría.	"	"
Resistencia a la compresión simple.	"	En muestras inalteradas.
Triaxial rápida.	"	En muestras inalteradas y sólo en los casos especiales que se requieren.



<u>Prueba</u>	<u>Laboratorio</u>	<u>Nota</u>
Triaxial rápida <u>con</u> lidada.	"	En muestras inalteradas y sólo en los casos <u>especiales</u> que se requieran.
Consolidación	"	Idem.
Expansividad.	"	Idem.
Otras.	"	Idem.

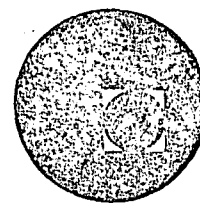
B.2.- Para los edificios de más de dos niveles o de grandes concentraciones de cargas, serán semejantes a los comentados anteriormente salvo el inciso - II.4, pues en este caso siempre se utilizarán sondeos con máquina del tipo de penetración estándar, tubo liso de pared delgada tipo Shelby y sondeos tipo Dennison.

V.- Estratigrafía y propiedades mecánicas.- Con los resultados de los trabajos de campo y los de laboratorio se pueden formar las columnas estratigráficas de los sondeos realizados, y se puede deducir en base a ellos una cierta estratigrafía y un perfil de suelos en los que se den espesores y diferentes características de los estratos, color, características de consistencia o compacidad, así como un breve comentario de si son lo suficiente resistentes y rígidos para desplantar sobre ellos una estructura o si son de baja resistencia al esfuerzo cortante y compresibles.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

ING. GABRIEL MORENO PECERO

M. EN I. JOSE ANTONIO MENDOZA M.

NOVIEMBRE, 1978.



ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Por⁽⁺⁾,

GABRIEL MORENO PECERO.

GENERALIDADES.

Dentro del curso de Cimentaciones Superficiales corresponde tratar en esta parte el análisis de capacidad de carga, es decir, se trata por lo tanto de responder a la pregunta: ¿qué esfuerzo permite el suelo que le imponga un cimiento superficial de manera que la estructura de la que forme parte ese cimiento, se comporte adecuadamente?.

Los anteriores expositores han comentado ya, -- los tipos de cimentación superficial que se emplean comúnmente y los estudios previos que se requieren hacer para determinar el cimiento más conveniente a una estructura dada, que comprenden tanto al aspecto técnico de determinar las características mecánicas (resistencia, deformabilidad, etc.) del material o los materiales en que se efectuará el apoyo de los cimientos, así como la consideración de los aspectos económicos, de manera que mediante el conocimiento de los resultados de esos estudios previos, se puede ahora pasar a determinar la llamada capacidad de carga del cimiento elegido.

(+) Ingeniero Civil.-Maestría en Ingeniería.-Profesor de Mecánica de Suelos en la U.N.A.M. y en la Universidad Iberoamericana.-Jefe de la Oficina de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas.



INTRODUCCION.

Antes que nada, conviene hacer una definición de lo que se entenderá en esta exposición, por capacidad de carga del material de apoyo de un cimiento; al respecto, existen en los diferentes tratados, definiciones más o menos detalladas del concepto; como siempre, en ellas se tienen virtudes y defectos, por lo que el hecho de dar aquí una definición, es con el exclusivo propósito de entendernos. Tomando en cuenta lo anterior, se puede considerar que la capacidad de carga de un material de apoyo de un cimiento, es la magnitud del esfuerzo que transmite el cimiento al material y que produce en éste, su rotura. La capacidad de carga así definida, puesto que produce la falla del material de apoyo, se denomina capacidad de carga a la falla, desde luego en la práctica se afecta de un cierto factor de seguridad que determina la capacidad de carga admisible de proyecto o de diseño. Si se quisiera dar una definición aclaratoria de la capacidad de carga admisible, se podría proponer como tal: "es el esfuerzo que proporciona el cimiento de una estructura al material en que se apoya, de manera que el comportamiento del cimiento resulte adecuado a la función de la estructura". En esta definición habría que discutir qué es lo que se considera comportamiento adecuado de la estructura. En él, están implícitas dos condiciones a cumplir por el cimiento; primera, que no se produzca la rotura del material de apoyo, y segunda, que bajo la acción de las cargas impuestas por el cimiento, no se produzcan en el material de apoyo deformaciones considerables. En esta exposición, y tal como se ha dado la definición de capacidad de carga a la falla, se tratará exclusivamente del primer aspecto, ya que el segundo, será objeto de la exposición que seguirá a la presente.



Es conveniente mencionar que a pesar de la importancia innegable de este aspecto de las cimentaciones superficiales, en los primeros días de la ingeniería de las cimentaciones, el valor de la capacidad de carga se seleccionaba de acuerdo al criterio del ingeniero, basado en su "experiencia". Así, en el pasado, los ingenieros usaron simples reglas empíricas; - muchos ingenieros que estudiaron en las décadas de los treinta y los cuarenta, en la entonces Escuela Nacional de Ingeniería de la U.N.A.M., mencionan que, en aquellas épocas se les enseñaba que para determinar la capacidad de carga de un terreno, - debía de colocarse sobre él, una mesa de cuatro patas, cargarla y medir los asentamientos de la misma. De la relación entre estos asentamientos y las cargas aplicadas, se obtenían los datos que se consideraban los adecuados para determinar la capacidad de carga del terreno. Otro método que en aquella época se comentaba, era el del famoso "Barretón", en él se tomaba un barretón, se levantaba unos dos metros y se dejaba caer verticalmente; el barretón penetraba varios centímetros en el terreno en que se quería determinar la capacidad de carga y se suponía que la distancia penetrada, multiplicada por la resistencia, se igualaba con el peso del barretón multiplicado por la altura de caída, y en esta forma se obtenía lo que pretenciosamente se llamaba la capacidad de carga del suelo, para resistir el peso de un edificio cuyas características geométricas no se tomaban en cuenta. Se mencionaba también, lo que se llamaba "fatiga de resistencia del terreno", siendo ésta la misma para un edificio que tuviera diez por diez metros de área o cien por cien metros, esta idea se enseñaba como una evidencia en los años comentados. Ahora, a un geotecnista que proceda de esta manera, se le considera que lo que determina no tiene nada que ver con la capacidad de carga de un material de apoyo.

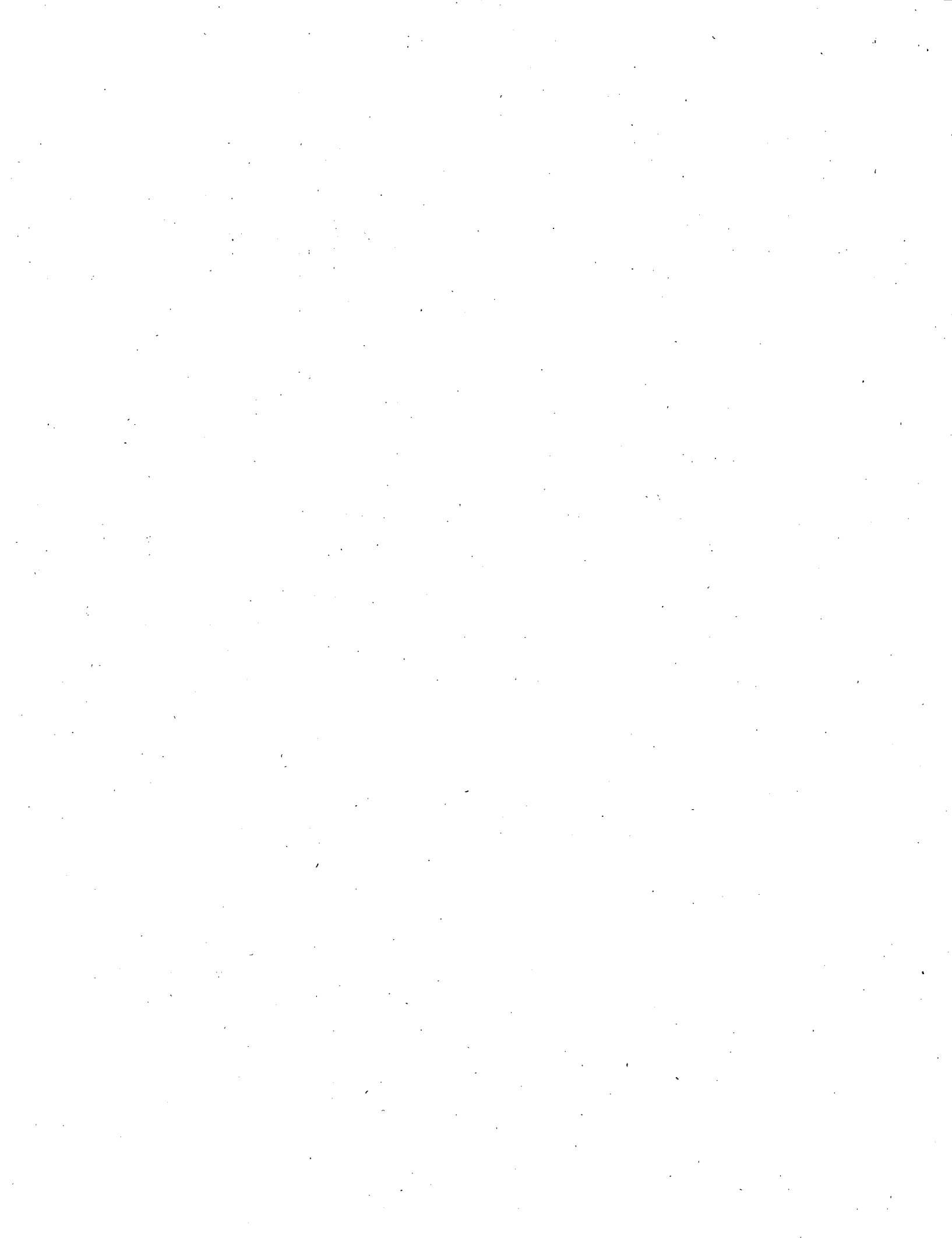


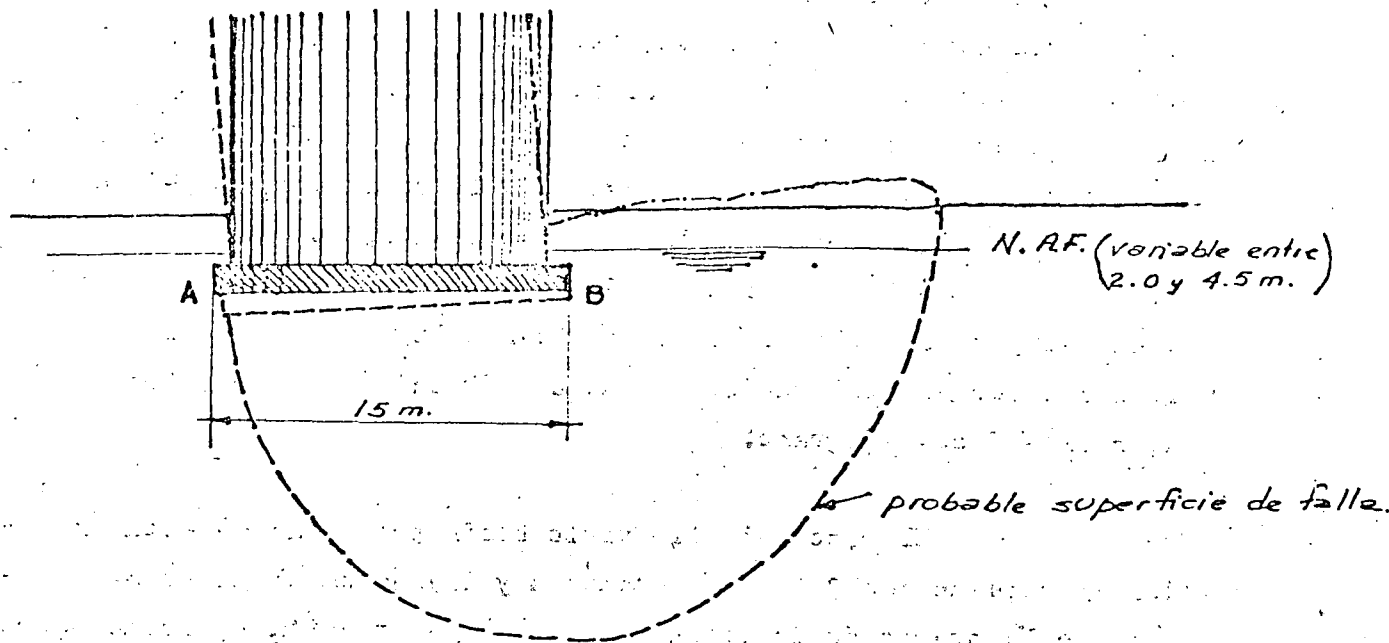
Desde luego, el interés en el análisis de la capacidad de carga de las cimentaciones no es reciente, se inició en el año de 1857, con un trabajo teórico muy meritorio de Rankine.

Lo que podría considerarse como el inicio de --- la investigación moderna del problema, principia con un trabajo teórico del profesor Ludwig Prandtl, en 1921, quien estudió el fenómeno de la indentación de metales; este estudio teórico fué tomado en cuenta por Reissner, quien en 1924, estudió el caso de materiales sin peso y con fricción interna. En 1934 y 1935, Caquot y Buisman respectivamente, aplicaron las soluciones teóricas antes mencionadas al análisis de cimentaciones; y en el año de 1943 apareció un trabajo de Terzaghi que conjuntó lo que hasta esa fecha se tenía, en forma tal, que su contribución -- ha sido básica. A partir de entonces, muchos ingenieros investigadores han tratado este tema con la idea de obtener resultados más próximos a la realidad. En el presente escrito se mencionarán sólo aquellas teorías y criterios que ya han sido cali- brados en la práctica diaria de manera que, puedan servir de ba- se para entrar a los refinamientos mencionados.

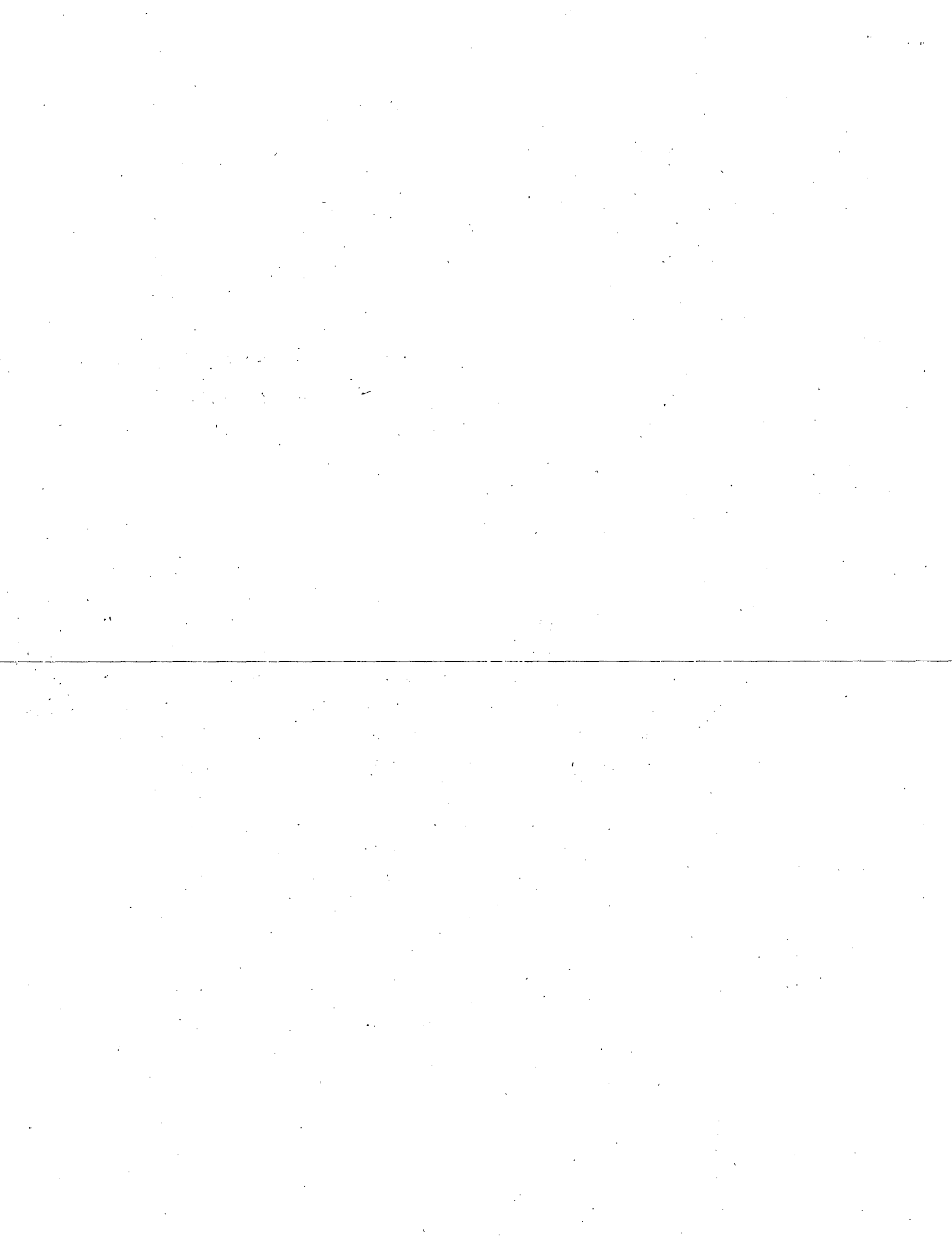
Con el objeto de visualizar la importancia del - tema, se presenta a continuación el caso de una falla típica, - por capacidad de carga, de un depósito de granos que ocurrió en Canadá hace tiempo.

Un silo de 15 metros de ancho, 24 metros de altu- ra y 70 metros de longitud, descansando sobre una arcilla lami- nada muy sensitiva, sufrió un colapso debido a la rotura por re- sistencia al corte del estrato de suelo colocado debajo, como - se muestra en la figura.



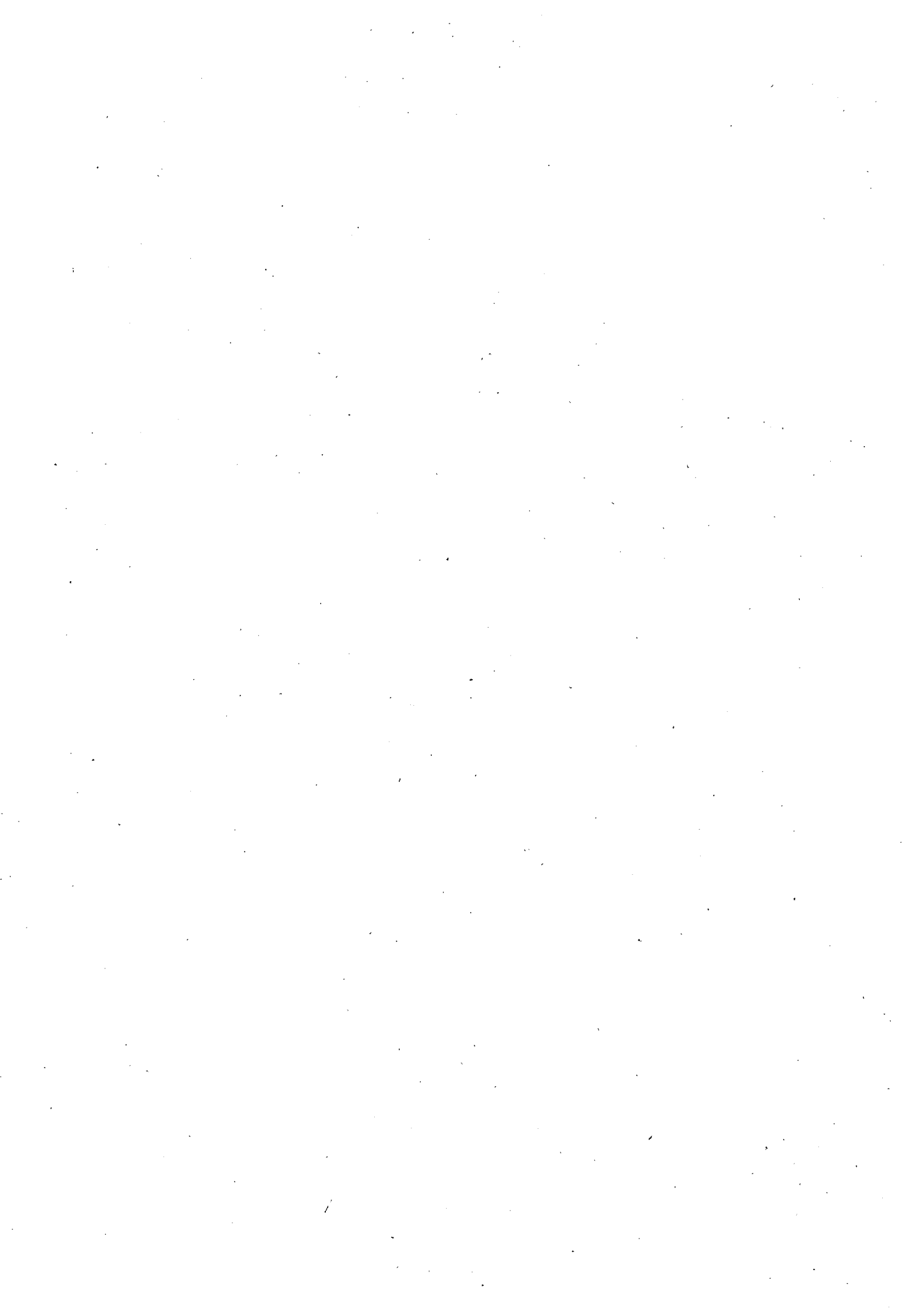


La cimentación estaba constituida por una losa corrida apoyada a 3.0 metros bajo el nivel del terreno natural; el nivel de aguas freáticas aparecía a profundidades que variaban entre 2.0 y 4.5 metros. Antes de la construcción de la estructura, se llevó a cabo un ensayo de carga superficial, sobre un cimiento de 30 por 30 cm. por un corto tiempo con resultados aparentemente satisfactorios. Puesto que la resistencia a la compresión simple q_u , de la arcilla cercana a la superficie, fue casi dos veces tan grande como el valor promedio obtenido para el depósito entero, el comportamiento satisfactorio del cimiento de ensayo, no es sorprendente e ilustra como pueden ser engañosos los resultados de tal ensayo, a menos que sean completados por otros resultados y apropiadamente interpretados. Posteriores investigaciones revelaron que la resistencia a la compresión simple, bajaba de 2.0 kg/cm^2 al nivel de la losa de cimentación,



a 1.0 Kg/cm^2 , a una profundidad de 5.5 metros bajo ella. El contenido de agua correspondiente aumentaba con profundidad de 34 a 46%. La sensibilidad de la arcilla aumentaba de 2.0 a 5.0, lo que indicaba la gran dependencia que tenía la resistencia de la arcilla de su estructura. Los valores promedio de la resistencia a la compresión simple, fueron de 1.5 Kg/cm^2 por encima de los seis metros y 0.8 Kg/cm^2 para los siguientes 12.0 metros. La profundidad total afectada por la falla era aproximadamente 18.0 metros. La presión impuesta por el silo vacío, fué de 0.9 Kg/cm^2 y de 3.0 Kg/cm^2 cuando se llenó con el grano.

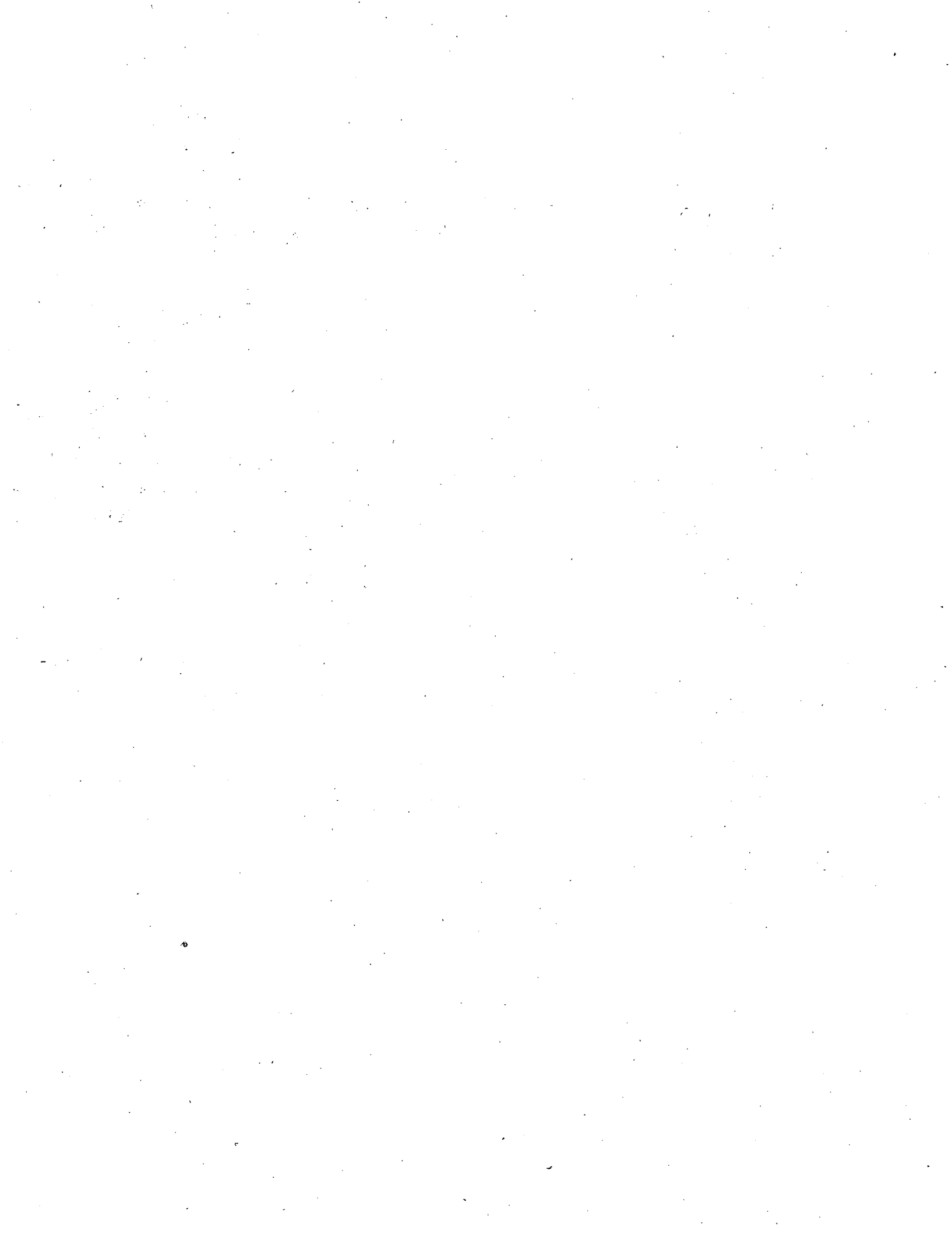
El peso del silo vacío había producido un asentamiento muy pequeño, de 3 mm en el punto A y 1.5 mm en el punto B. Se comenzó la operación de llenado del silo, la presión ejercida sobre el suelo alcanzó en un mes, el valor de 2.5 Kg/cm^2 y los asentamientos en el mismo período, fueron de 2.5 cm en el punto A y 4.0 cm en B. Los siguientes seis meses, los silos permanecieron parcialmente llenos y la presión ejercida sobre el suelo, varió entre 2.5 Kg/cm^2 y 2.1 Kg/cm^2 . Pero el asentamiento durante el período de seis meses aumentó rápidamente y alcanzó los valores de 26.0 cm en A y 22.0 cm en B. El asentamiento total estimado debido a la consolidación de la arcilla era solamente de 12.0 cm. Por lo tanto, el asentamiento observado al final de este período no podía haber sido causado solamente por consolidación. Más de la mitad del asentamiento medido durante este período de seis meses, podía haber sido causado por deformación provocada por esfuerzos tangenciales. cuando se intentó llenar los silos, la presión transmitida al suelo aumentó, en un mes, de 2.1 Kg/cm^2 a su valor final de 3.0 Kg/cm^2 . Justamente antes de la falla, los asentamientos fueron de 35.0 cm en A y 29.0 cm. en B. Los silos fallaron súbitamente en dos minutos, tomando la posición mostrada en el esquema de la figura.



El ejemplo anterior y muchos otros informes similares, indican la importancia de hacer el análisis de capacidad de carga. Si la arcilla laminada subyacente a la losa de cimentación de los silos antes mencionados, hubiera sido estudiada dentro de la profundidad a la cual la superficie de falla tuvo lugar, la rotura del suelo y el colapso de los silos se hubiera podido evitar.

La capacidad de carga a la falla del material que sirve de apoyo al cimiento, se puede determinar del análisis teórico, considerando las propiedades físicas reales de ese material, o en algunos casos, de una apropiada interpretación de ensayos de carga adecuados. Para encontrar la capacidad de carga a la falla, pueden emplearse las propiedades promedio del material de apoyo para depósitos uniformes, para cada zona de variación regular. Para depósitos de variación errática, un criterio puede ser el emplear en el análisis el valor de la resistencia más bajo obtenido.

Otro hecho importante es la selección del factor de seguridad, selección que depende de que tan bien son conocidas las propiedades del suelo, del tipo de carga y del peligro impuesto por una falla completa de la cimentación. Para la mayoría de las estructuras donde no hay posibilidad de tolerar la falla del material de apoyo y cuando se conocen razonablemente bien las propiedades mecánicas de ese material, así como las cargas en cuanto a magnitud y distribución, un factor de seguridad del orden de 2.5 puede emplearse para la consideración de cargas totales. Si hay una componente grande de la carga viva, que es improbable que se desarrolle, un factor de seguridad de 2 puede ser empleado para la carga total. Cuando las condiciones del material de apoyo no están bien establecidas, un factor de seguridad de 3 puede emplearse, y si hay condiciones sospechosas, el valor del factor de seguridad debe elevarse a 4.



Para estructuras de tipo provisional, donde algún riesgo de una falla por capacidad de carga puede ser tolerado, se puede usar un factor de seguridad de 1.5.

En los sitios en que el nivel de aguas freáticas está a baja profundidad, conviene calcular la capacidad de carga con la consideración de que ese nivel se puede levantar hasta la base de la cimentación o aún más arriba.

En el estudio de una cimentación de una estructura importante, las propiedades mecánicas del material de apoyo y la magnitud y distribución de las cargas, son los factores dominantes para determinar la capacidad de carga y el factor de seguridad apropiado.

En lo anterior, se ha hecho una semblanza del análisis de la capacidad de carga de un cimiento; por lo que se ha escrito dicha capacidad de carga depende entre otras cosas de la resistencia del material de apoyo, y esta resistencia está en función de la falla de ese material, es decir, el material resiste bajo la acción de cargas hasta que falla, por ello, resulta conveniente mencionar los tipos de falla que comúnmente se presentan para el caso de cimientos superficiales.

TIPOS DE FALLA.

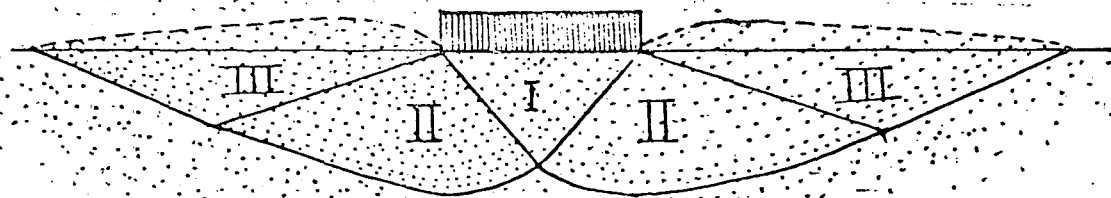
Para determinar los tipos de falla que ocurren por capacidad de carga se puede recurrir como siempre, al análisis teórico, con la consideración de hipótesis simplificadoras y/o a la observación del comportamiento de cimentaciones. Cualquiera que sea el caso, se puede concluir que la falla ocurre por rotura del material de apoyo, debido a la aparición de esfuerzos cortantes por la acción de la sobrecarga impuesta por la cimentación.



En términos generales se pueden distinguir tres tipos de fallas:

- A).- Falla por corte general.
- B).- Falla por corte local.
- C).- Falla por punzonamiento.

La falla por corte general se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno, como puede observarse en la figura.

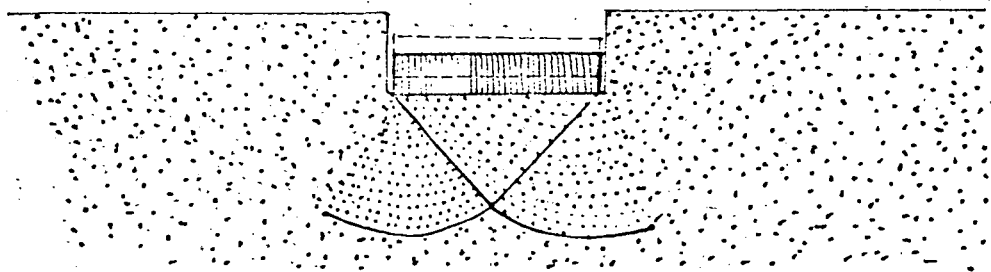


FALLA GENERAL.

En términos generales la falla es súbita y catastrófica, la cimentación se inclina y existe una tendencia al hundimiento en el suelo adyacente a los lados de la cimentación, aunque el colapso final del suelo se produce de un solo lado.



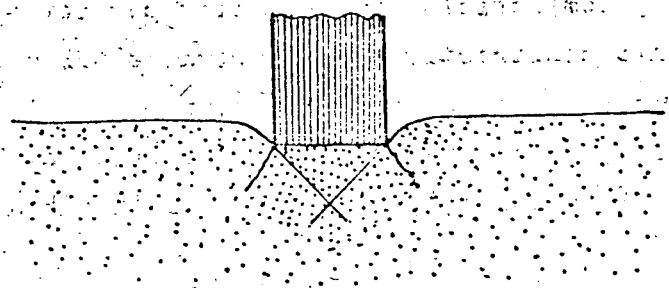
La falla por corte local es aquella en que la superficie de falla sólo se define claramente en la inmediata vecindad del cimiento. En general, existe una marcada tendencia al hundimiento del material de apoyo, a los lados de la cimentación y un hundimiento de la misma, tal que si se llega a valores del orden de la mitad del ancho o diámetro del cimiento, puede lograrse que la superficie de falla se desarrolle hasta la superficie exterior del terreno de apoyo, es decir, para pasar de una falla de corte local a una de corte general, en este caso, se requiere provocar un hundimiento considerable. En este tipo de falla, no se produce colapso catastrófico ni inclinación de la cimentación, la que más bien se empotra en el terreno movilizándose la resistencia de los estratos más profundos.



FALLA LOCAL.

La falla por punzonamiento significa un movimiento vertical de la cimentación, debido a la compresión del terreno inmediatamente debajo del cimiento. Este tipo de falla no es —

fácilmente observable, la penetración subsecuente de la zapata, -- se debe a la rotura por corte alrededor de la cimentación. El terreno fuera del área de carga casi ni se entera de la presencia -- del cemento. Con excepción de pequeños y bruscos movimientos ver ticales de la cimentación, no se observa en esta inclinación.



FALLA POR PUNZONAMIENTO.

Una cuestión que surge de inmediato, es el determinar los factores de los que depende el que se presente en la práctica un cierto tipo de falla. Si se analizan todos ellos, se llega a la conclusión de que el más importante, en el sentido de que su influencia es fundamental, es la compresibilidad relativa del suelo donde se efectúa el apoyo. En términos generales, si por ejemplo, se tiene un suelo incompresible, la falla será de tipo general, si por el contrario el suelo es muy compresible, (con respecto a su resistencia) la falla que se presentará será por punzonamiento. Un hecho que en primera instancia no se siente muy lógico, pero que las experiencias al respecto así lo han determinado, es el de que la clase de suelo no es un factor que influya en el --



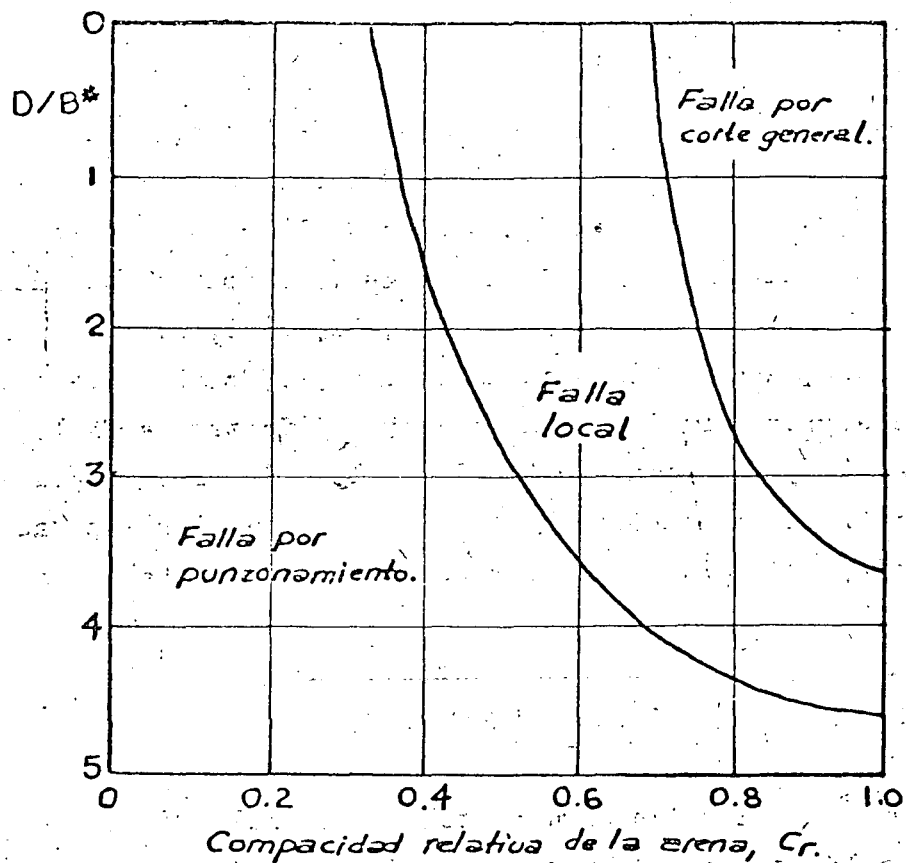
tipo de falla que se presente. Las experiencias que existen, indican que si se tiene un cimiento sobre arena compacta, lo común — es que se produzca una falla de tipo general, mientras que, la misma zapata apoyada en arena suelta provocará una falla por punzonamiento, sin embargo, si la zapata se coloca sobre la arena compacta pero a una cierta profundidad, la falla ocurrirá por punzonamiento o también si bajo la arena compacta existe un estrato de — suelo deformable.

También se ha observado que una cimentación en una arcilla saturada y compresible, puede fallar por corte general — si el procedimiento constructivo que se siga es tal que no se genere cambio de volumen en el suelo, en tanto que, en el mismo suelo, la falla puede ser por punzonamiento si se permite cambio de volumen del suelo de cimentación, por ejemplo, si la carga se aplica — con relativa lentitud en la práctica.

Lo anterior no deja de ser cualitativo, por ello, — los investigadores han tratado de introducir algunos parámetros — tales como el llamado índice de rigidez que constituye un intento de tener ciertos parámetros que al cuantificarlos puedan determi— nar el tipo de falla que puede presentarse.

En la figura se muestran gráficamente los resulta— dos de una serie de experiencias realizadas por Vesic, en el caso de arenas, para determinar el tipo de falla que puede presentarse en función de la compacidad relativa de la arena y de una relación en que interviene la profundidad de desplante.





$B^* = B$ para zapatas cuadradas o circulares.

$B = 2BL/(B+L)$ para zapatas rectangulares.

(Ref. Vesic, A. Capacidad de carga de cimientos profundos en arena).

Resulta entonces evidente que la capacidad de carga del material de cimentación, dependerá del tipo de falla que se presente y que la "falla" sólo se define con claridad en el caso de falla por corte general, puesto que, en los otros tipos de falla se lleva implícita la variable deformación, por ello, han surgido algunos criterios para determinar la carga límite de falla, - por ejemplo, aquel que la define como el punto en que la pendiente de la curva esfuerzo-asentamiento se vuelve horizontal.



Por lo antes escrito, es necesario determinar de qué magnitud son las deformaciones que producen las fallas por corte local y por punzonamiento.

Algunas experiencias al respecto, debidas a Skemp-ton, indican que en arcillas saturadas los asentamientos pueden ser del 3 al 7 por ciento del ancho de la zapata, valores que se aumentan hasta un 15% a medida que las zapatas son más profundas. En el caso de arenas, De Beer, Meyerhof, Muhs y Vesic, han encontrado que en el caso de zapatas superficiales los asentamientos necesarios para llegar a las cargas límites de falla, varían del 5 al 15%, magnitudes que pueden alcanzar el 25% para zapatas profundas. Se ha encontrado que a medida que las zapatas aumentan de tamaño, los valores antes mencionados tienden a sus magnitudes máximas.

DETERMINACION DE LA CARGA LIMITE DE FALLA.

Existen algunas teorías en relación al cálculo de la carga límite de falla, todas están limitadas casi exclusivamente a soluciones obtenidas haciendo la hipótesis de tener un sólido rígido plástico, que no muestra ninguna deformación antes de que se produzca la falla por corte, y después de ella se supone que se produce un flujo plástico a esfuerzo constante. Las teorías también contemplan casi siempre, el caso de falla general, modificando los resultados para tomar en cuenta el caso de materiales de apoyo compresibles. En términos generales, las teorías mencionadas, suponen un material de apoyo homogéneo y ocupando un semi-espacio con resistencia:

$$s = c + \sigma \text{ Tan } \varphi$$

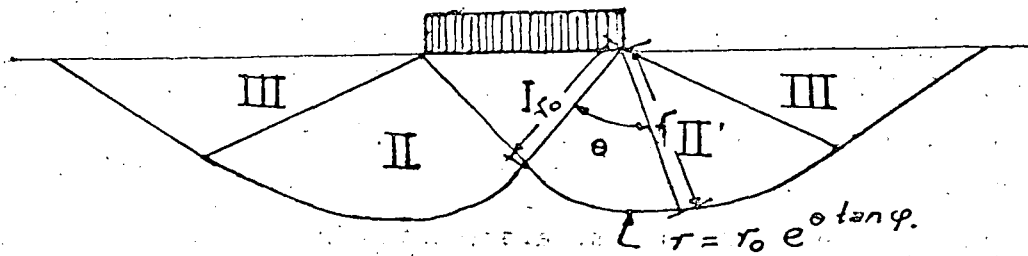
Y de comportamiento rígido plástico. Se considera además, que el ancho B de la cimentación, es bastante mayor a su longitud L (problema bidimensional), que se despreja la resistencia al esfuerzo cortante del material de apoyo, arriba del nivel de desplante y se considera que no existe fricción entre el material de apoyo y la cimentación.

En términos generales, estas hipótesis no son inadecuadas para el caso de que la profundidad de apoyo sea menor o igual al ancho del cimiento (cimentación superficial) también para el caso de que la longitud L del cimiento sea mayor a cinco veces su ancho B . Reissner y Prandtl resolvieron el problema empleando la teoría de la plasticidad. En su planteamiento, se considera que el material de apoyo sujeto a falla, consiste de tres zonas. La primera sujeta a un estado de empuje activo de Rankine, la segunda que sufre un estado de corte radial y finalmente las zonas terceras que reciben un empuje pasivo de Rankine. En la figura se observa que las superficies de falla en las zonas primera y tercera, son planas mientras que en las zonas segundas, constituyen dos familias: una de curvas y otra de superficies planas. Las trazas de los fragmentos curvos de las superficies de falla, resultan ser espirales logarítmicas de ecuación:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$$

En la figura se puede ver el significado de las literales que aparecen en la fórmula.





Podemos concluir que en el caso de tener un material de apoyo de comportamiento exclusivamente cohesivo, es decir, $\phi = 0$, $c \neq 0$, los tramos curvos tienen por ecuación:

$$r = r_0$$

lo que significa que resultan ser curvas circulares de radio r_0 .

Prandtl y Reissner en su análisis consideraron primero, que el material de apoyo no tenía peso y encontraron que la fórmula teórica de la capacidad de carga era:

$$q_f = c N_c + \gamma D_f N_q$$

donde:



q_f = Capacidad de carga a la falla, en unidades de esfuerzo.

c = Cohesión.

γ = Peso volumétrico de material de apoyo.

D_f = Profundidad de desplante.

N_c y N_q , factores de capacidad de carga adimensionales cuyo valor depende exclusivamente del ángulo φ .

Para el caso de considerar un material friccionante ($c = 0$) y apoyado en la superficie del material de apoyo ($D_f = 0$) se puede obtener:

$$q_f = 1/2 \gamma B N_\gamma$$

donde:

q_f = Capacidad de carga a la falla en unidades de esfuerzo.

B = Ancho del cimiento.

N_γ = Factor de capacidad de carga, adimensional.

Para los casos de materiales de apoyo de comportamiento intermedio ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$) se acepta la superposición de causas y efectos y se llega a la ecuación:

$$q_f = c N_c + D_f \gamma N_q + 1/2 B \gamma N_\gamma$$

Ecuación que se conoce como de Terzaghi.



El hecho de aceptar superposición de causas y efectos presupone que la forma de la superficie de falla va a ser la misma en el caso de un material de apoyo de comportamiento friccio nante, y en el de uno de comportamiento cohesivo y aún en el de ma terial de comportamiento cohesivo-friccio nante. Esta hipótesis -- que desde luego no es correcta, conduce a errores que dejan un mar gen de seguridad que no pasa de 17 a 20% para φ comprendido entre 30° y 40° y que es igual a cero para $\varphi = 0$.

La observación de los valores de los coeficientes de capacidad de carga, permite hacer algunas conclusiones interesantes.

Así se tiene:

φ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	N_c/N_γ	N_q/N_γ
0°	5.14	1.0	0	0.20	∞	∞
15°	10.98	3.94	2.65	0.36	4.14	1.48
30°	30.14	18.4	22.4	0.61	1.34	0.82
45°	133.88	134.88	271.76	1.01	0.40	0.49

Primera.- En suelos de comportamiento cohesivo no se incrementa notablemente la capacidad de carga si se profundiza el cimientamiento, en cambio esto sí se logra si se incrementa aunque sea po co, la resistencia del material de apoyo.

Segunda.- En suelos de comportamiento cohesivo, la capacidad de carga en unidades de esfuerzo, no depende del ancho B del cimientamiento.



Tercera.- En suelos de comportamiento friccionante la capacidad de carga depende tanto del ancho del cimiento como de la profundidad de desplante, casi en la misma proporción, para ángulos φ del orden de 30° (arenas secas relativamente sueltas). Para ángulos φ del orden de 45° (arenas secas relativamente compactas) el incremento de capacidad de carga por profundización del cimiento es casi el doble del que se logra por incremento en el ancho del cimiento.

En la tabla que se anexa a estas notas, aparecen indicados los valores de los coeficientes de capacidad de carga que se han obtenido para diferentes valores del ángulo φ .

Al hacer el examen de las variaciones de los coeficientes N_c , N_q , y N_γ , obtenidos en diferentes soluciones teóricas del problema, se encuentra que es el tercero el que sufre mayor variación en su magnitud, ya que se encuentran valores de la tercera parte al doble de los que se indican en la tabla mencionada.

Actualmente continúa la investigación del problema de la evaluación de la capacidad de carga y existe tendencia a unificar el criterio en el sentido de utilizar los valores de los coeficientes de capacidad de carga que aparecen en la tabla anexa.

En lo que sigue se harán algunos comentarios respecto a factores que influyen en la determinación de la capacidad de carga, que son:

a).- Dimensiones del cimiento.

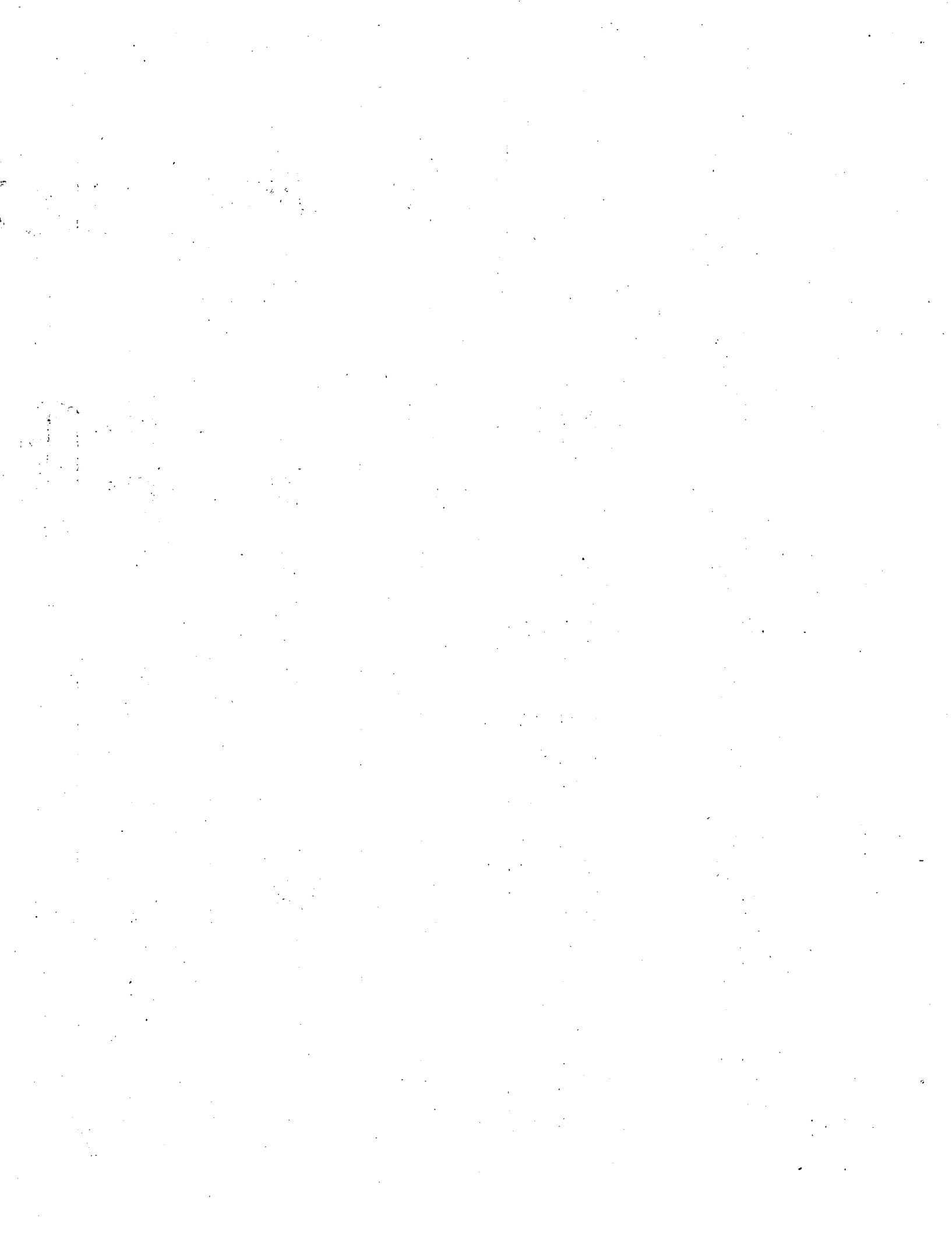
b).- Compresibilidad del material de apoyo.

c).- Rugosidad de la base del cimiento.



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19



d).- Cimientos adyacentes.

e).- Nivel de aguas freáticas.

f).- Velocidad de aplicación de la carga.

DIMENSIONES DEL CIMIENTO.

Como se comentó, la determinación teórica de la capacidad de carga, se ha hecho sobre la base de análisis bidimensional, lo que exige que el cimiento sea bastante más largo que ancho y que el material de apoyo sea homogéneo en cuanto a resistencia. En relación al primer hecho, se ha encontrado que debe cumplirse el que la relación L/B sea mayor de 5. Investigaciones tanto teóricas como de pruebas de campo, indican que los coeficientes de capacidad de carga, pueden modificarse en función de otros coeficientes llamados de forma, tal como se indica en la siguiente expresión;

$$q_f = c N_c \gamma_c + \gamma D_f N_q \gamma_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma \gamma_\gamma$$

Algunos resultados experimentales han determinado — valores para los coeficientes de forma que pueden obtenerse si se manejan las fórmulas que se anotan en seguida.

Forma de la base.	γ_c	γ_q	γ_γ
Rectangular.	$1 + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \tan \phi$	$1 - 0.4 B/L$
Circular o cuadrada.	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0.60



COMPRESIBILIDAD DEL MATERIAL DE APOYO.

Otra de las hipótesis que se hizo en la determinación de la capacidad de carga, fué la de considerar el material de apoyo incompresible, lo que en cierta forma fué motivada por la aceptación de que la falla se produciría en forma general. Cuando se tiene un material de apoyo compresible, como ya se comentó, la falla es de tipo local y la capacidad de carga se reduce. Uno de los criterios más aceptados para efectuar la reducción, es el debido a Terzaghi quien propone disminuir los parámetros de resistencia de manera de considerar en los cálculos los siguientes valores:

$$C_r = \frac{2}{3} c$$

$$\phi_r = \text{ang} \tan \frac{2}{3} \tan \phi$$

donde:

C_r = Cohesión reducida.

ϕ_r = Angulo de fricción interna reducida.

En general, este criterio resulta ser bastante conservador en casos de suelos de comportamiento friccionante y también, aunque no tanto, en el caso de suelos de comportamiento cohesivo, quizá debido entre otras cosas a que la compresibilidad relativa de un suelo, tiende a disminuir a medida que aumenta el tamaño del cimiento. Existen algunas investigaciones interesantes que toman en cuenta esta influencia pero ellas no han conducido a criterios que puedan aplicarse con suficiente seguridad en los cálculos que ahora se hacen en la práctica, por lo que se recomienda, mientras tanto seguir con el criterio de Terzaghi.



RUGOSIDAD DE LA BASE DE LA CIMENTACION.

Evidentemente entre cimiento y material de apoyo, se producen esfuerzos cortantes que pueden considerarse que incrementan la capacidad de carga. Las investigaciones que se han hecho al respecto, sugieren que la capacidad de carga de una cimentación lisa sobre la superficie de un suelo de comportamiento no cohesivo, debe ser sólo la mitad de la capacidad de una cimentación rugosa, pero otros hechos experimentales han mostrado un efecto casi nulo de la rugosidad, al menos para cargas verticales. Mientras se dilucida esta cuestión, se sugiere seguir utilizando los factores anotados que no consideran este efecto.

CIMIENOS ADYACENTES.

En general, las expresiones y teorías al respecto indican que en suelos friccionantes sueltos, bajos valores de φ -- la influencia de cimentaciones adyacentes es despreciable, lo que no sucede para suelos friccionantes compactados (altos valores de φ).

Los efectos aún disminuyen más cuando la forma del cimiento tiende a tener una área de apoyo cuadrada, por ello, no se recomienda tomar en cuenta los efectos de la interferencia en los cálculos de la capacidad de carga.

NIVEL DE AGUAS FREATICAS.

La presencia del nivel de aguas freáticas en el material de apoyo, es un factor que sí requiere tomarse en cuenta en el caso de la determinación de la capacidad de carga.



Para suelos gruesos, la presencia del agua puede -- anular la llamada cohesión aparente, lo que produce una considerable disminución de la resistencia. También los tres términos de la ecuación de la capacidad de carga, pueden sufrir disminución -- considerable. Por ello, se recomienda hacer el cálculo de la capacidad de carga considerando el nivel freático más alto posible, -- durante la vida útil de la estructura.

Una ecuación que se propone para tomarla en cuenta en los cálculos de la capacidad de carga, es la siguiente:

$$f = \gamma' + (z_w/B) (\gamma_m - \gamma')$$

γ = Peso volumétrico del material de apoyo, por considerar en los cálculos de capacidad de carga.

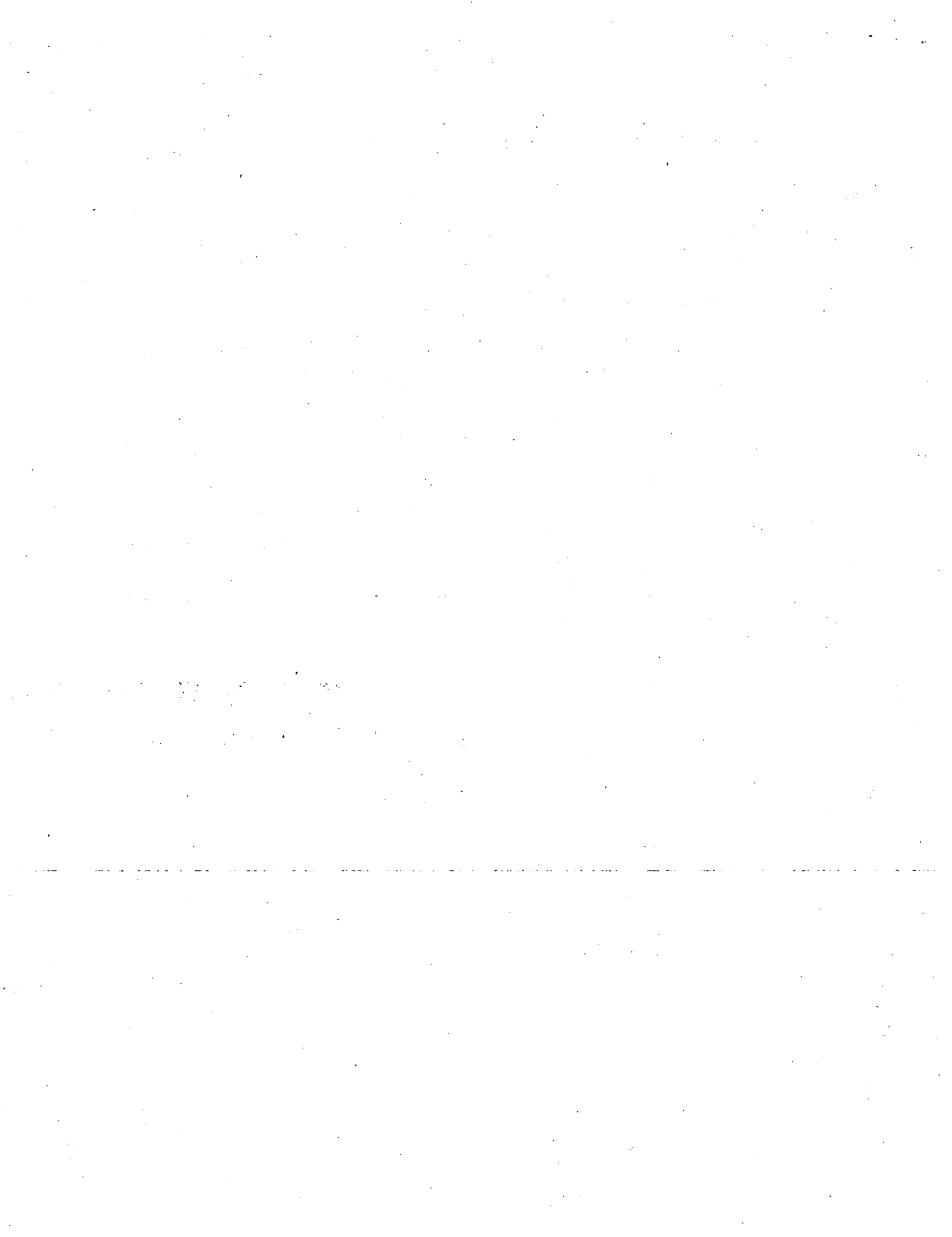
γ_m = Peso volumétrico del material de apoyo con su humedad natural.

γ' = Peso volumétrico del material de apoyo sumergido.

z_w = Profundidad del nivel de aguas freáticas respecto al nivel de desplante.

B = Ancho del cimiento.

Desde luego, existe también el efecto de las fuerzas de filtración que en este caso, se consideran despreciables.



VELOCIDAD DE CARGA.

Las teorías de capacidad de carga, se han desarrollado bajo la hipótesis de que las solicitaciones son estáticas, sin embargo, existen casos reales en que no se cumple esta condición, por lo que es conveniente hacer algunos comentarios respecto a cómo se modifica la capacidad de carga al incrementarse la velocidad de aplicación de los esfuerzos. En términos generales, la velocidad de aplicación de la carga, modifica la capacidad de carga sólo en la medida en que puede relacionarse con la disipación de la presión que aparece en el agua del suelo, generada por la misma aplicación de la carga. Bajo esa consideración, se han hecho experiencias, encontrándose los siguientes resultados:

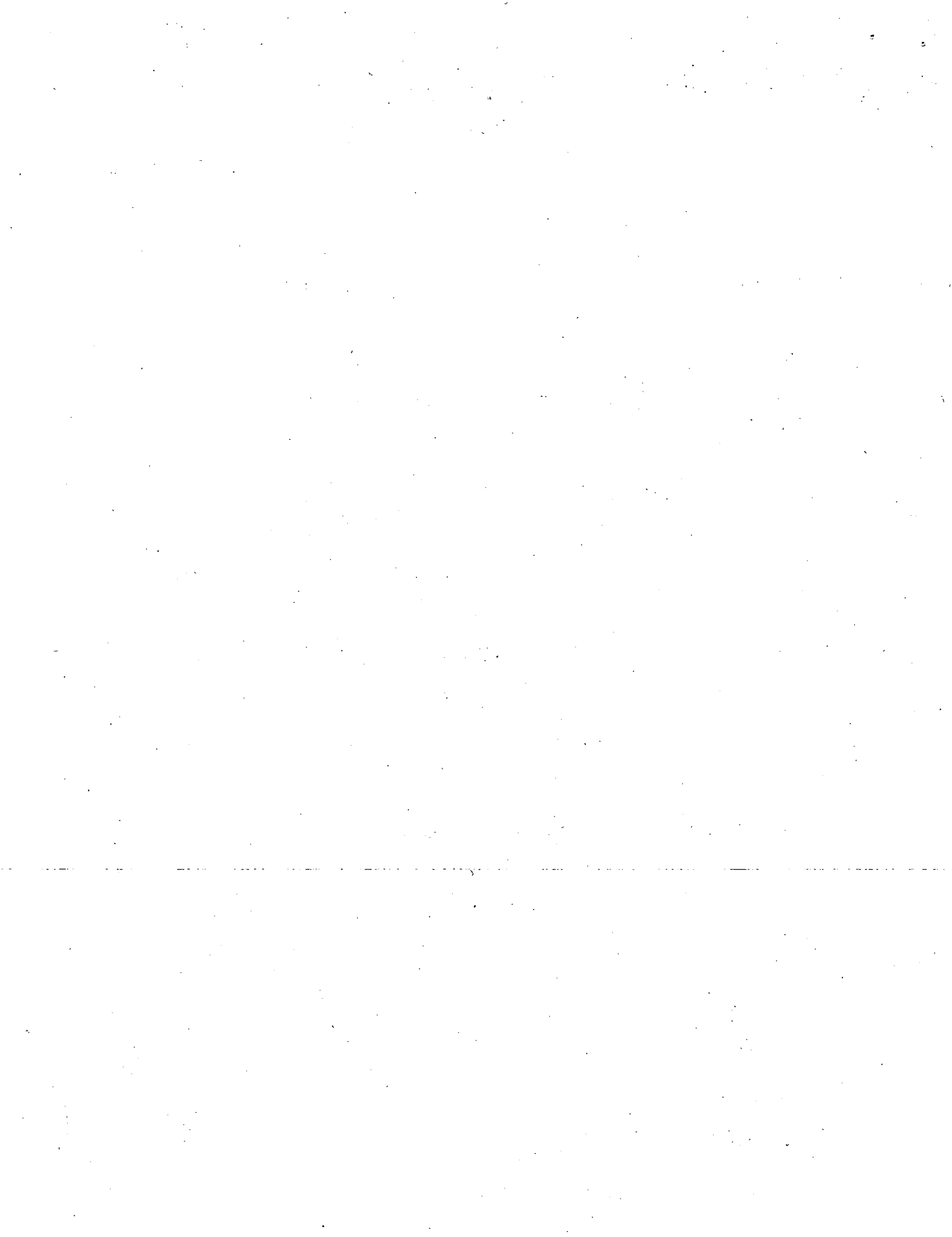
- a).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, las cimentaciones apoyadas en arena compacta o en arcilla dura, cambian de tipo de falla, de corte general a punzonamiento.
- b).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, se produce una ligera disminución inicial en la capacidad de carga de cimentaciones en arena compacta.
- c).- Todas las cimentaciones en arcillas muy duras, muestran un aumento muy considerable en su capacidad de carga, al cambiarse la carga, de la condición estática a la de impacto.

Estas notas dan un panorama general, acerca del análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales, y en ellas se ha puesto especial énfasis en las limitaciones que tienen las formas teóricas que existen al respecto, para que en su aplicación práctica, se logren los mejores resultados.

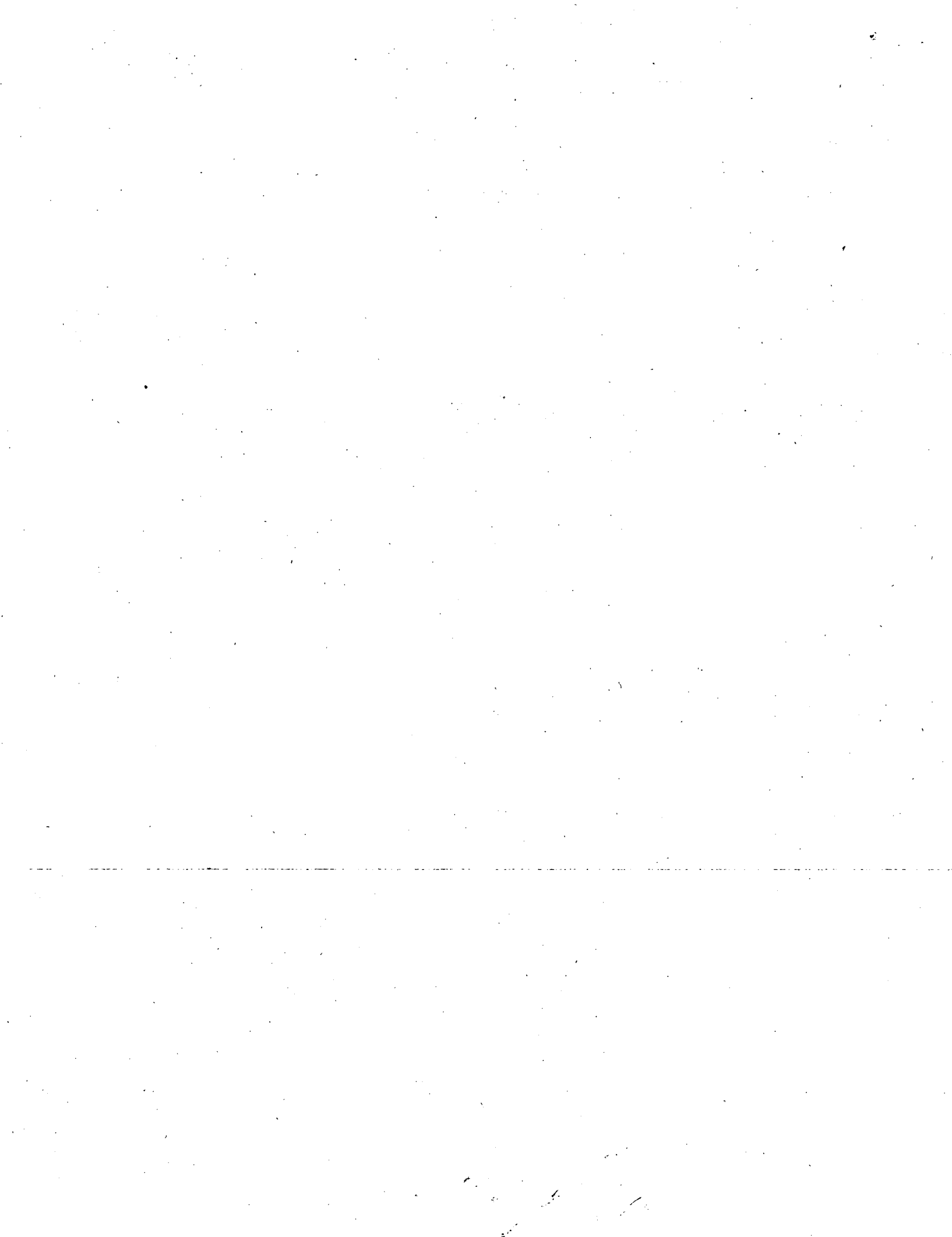


REFERENCIAS.

- 1.- Bjerrum, L. y Overland, A., "Foundation Failure of an Oil Tank in Fredrikstad, Norway", Procs, IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Londres -- (1957), pp 287-290.
- 2.- Brinch Hansen, J., "Simpel beregning af fundamenter baareevne Ingenieren", Vol 64, No 4 (1965), pp 95-100.
- 3.- Buisman, A. S. K., "De weerstand van paalpunten in zand", de - Ingenieur 50 (1935), pp Bt. 25-28, 31-35.
- 4.- Buisman, A. S. K., "Grondmechanica", Waltman, Delft (1949), -- pág 190.
- 5.- Caquot, A., "Equilibre des massifs a frottement interne", Gauthier-Villars, París (1934), pp 1-91.
- 6.- Caquot, A y Kérisel, J., "Traté de Mécaniques des Sols", Gau-- thier-Villars, París (1956).
- 7.- De Beer, E. E., "Grondmechanica, Deel II", Fundering N.V. Stan-- dard Boekhandel, Antwerpen (1949), pp 41-51.
- 8.- De Beer, E. E., "Bearing Capacity and Settlement of Shallow -- Foundations on Sand, Bearing Capacity and Settlement of Founda-- tions", Procs., Symposium held at Duke University (1965), pp - 15-34.



- 9.- De Beer, E. E. y Vesic, A., "Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface", Annales des Travaux Publics de Belgique 59, N° 3 -- (1958), pp 5-58.
- 10.- Meyerhof, G. G., "An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footings on Dry Sand", Procs., II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Rotterdam (1948), pp 237-243.
- 11.- Meyerhof, G.G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 2 (1951), pp 301-332.
- 12.- Meyerhof, G.G., "Influence of Roughness of Base and Ground --- Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Founda--- tions", Geotechnique, Vol 5, N° 3 (1955), pp 227-242.
- 13.- Skempton, A.W., "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil", Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol 18, Londres (1942), pp 307-321.
- 14.- Skempton, A.W., "The Bearing Capacity of Clays", Procs., Build_{ing} Research Congress, Londres (1951), pp 180-189.
- 15.- Terzaghi, K., "Erdbaumechanik auf Bodenmechanischer Grundlage", Wien (1925).
- 16.- Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Nueva York (1943).
- 17.- Terzaghi, K., y Peck, R.B., "Soil Mechanics in Engineering Prac_{tice}", John Wiley and Sons, 2a. ed. (1966), pág. 729, Nueva --- york (1948).

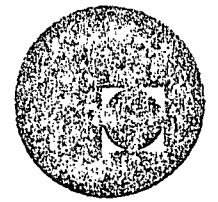


- 18.- Tschebotarioff, G.P., "Soil Mechanics, Foundations and Earth - Structures", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York (1951).
- 19.- Vesić, A., "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, N° 39 (1963), pp 112-153.
- 20.- Vesić, A., "Análisis de la Capacidad de carga de Cimentaciones Superficiales", (1974), Instituto de Ingenieria, U.N.A.M.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

ANALISIS DE MOVIMIENTOS

ING. GABRIEL MORENO PECERO

NOVIEMBRE, 1978.



ANÁLISIS DE MOVIMIENTO.

G. Moreno Pecero.

En el cálculo de hundimiento se dedujo la fórmula:

$$\Delta h = m_v \cdot \Delta p \cdot H \quad m_v = \frac{a_v}{1+e_0} ; a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

donde;

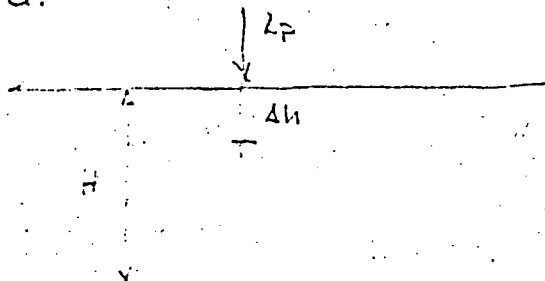
Δh = hundimiento

m_v = Módulo de Compresibilidad del suelo.

H = Espesor compresible del estrato compresible

Δp = esfuerzo inducido en el suelo.

Al aumentar el espesor compresible del estrato compresible, se trata de hacer ver que, en el cálculo de la magnitud del hundimiento, no siempre aparece el espesor del estrato compresible. La razón se puede entender en el ejemplo de la figura.



Si en la fórmula de Δh , H fuese el espesor del estrato compresible se tendría la incongruencia de que a mayor espesor, mayor hundimiento.

En realidad, no debe existir esa incongruencia porque el esfuerzo inducido en el suelo por la sobrecarga impuesta por la zapata no necesariamente aparecerá en todo el espesor del estrato del suelo compresible, sino solo en una cierta profundidad, debido a dos causas básicas:

- A que el suelo tiene una cierta resistencia al esfuerzo cortante.
- A que las dimensiones de la zapata son finitas.

Por lo tanto, la H que aparecerá en la fórmula, será la profundidad a la que llega a influir la sobrecarga impuesta por la zapata.

Surge entonces la necesidad de estudiar:

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL SUELO.

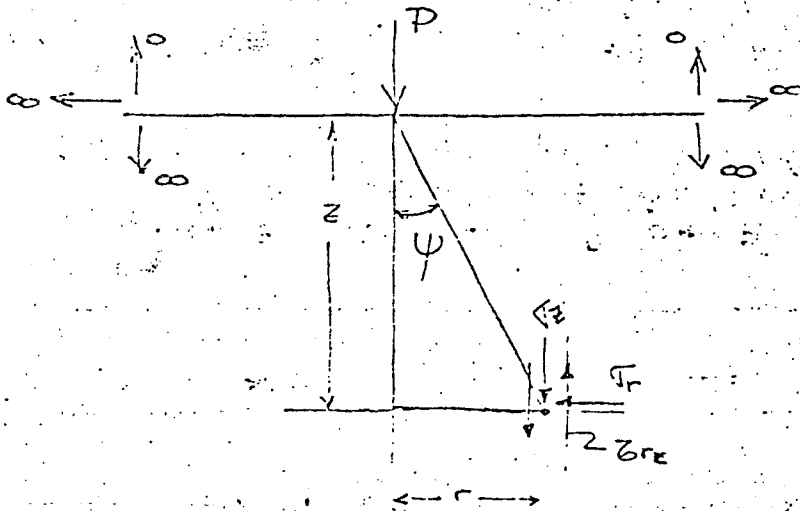
DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL BUELO.

2

Existe una teoría para valorar estos esfuerzos debida a Boussinesq, quien hace las siguientes hipótesis:

- Medio continuo semi-infinito.
continuo.- llena continuamente el espacio semi-infinito.- solo la mitad.
- Homogeneo e isotropo en sus características.
Homogeneo.- cuando en cualquier punto tiene la misma característica en la misma dirección.
Isotropo.- la misma característica en las 3 direcciones.
- Elastico lineal.
Que sigue la ley de Hooke.

En el medio, se considera actuando en su superficie una carga P , y se valúa el estado de esfuerzos en un punto cualquiera del medio.



TAREA No. 13

Obtener la expresión de σ_z , aplicando los conocimientos de Mecánica de Materiales I

El resultado en cuanto a los esfuerzos son:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

$$\bar{\sigma}_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^4 \psi \sin \psi$$

3

$$\tau_r = \frac{P}{2\pi z^2} \left[3 \cos^3 \psi \sin^2 \psi - (1-2\nu) \frac{\cos^2 \psi}{1 + \cos \psi} \right]$$

REF. MEC. DEL MEDIO CONTINUO.
ING. JOSE L. SANCHEZ BIBRISCA.

PRIMERA

PRIMERA OBSERVACION.

En los resultados anotados, no aparece explícitamente E , lo cual podría, en algún caso, permitir valuar esfuerzos aún cuando el medio no fuera elástico. Sin embargo, en τ_r , aparece el módulo de Poisson, lo que implícitamente hace intervenir a la E .

SEGUNDA OBSERVACION.

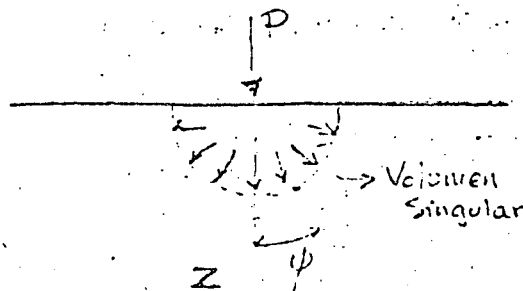
El resultado que interesa en Mec. de Suelos, para hundimientos es τ_z , y por lo tanto puede observarse en él, que si $z \rightarrow 0$ y $r \rightarrow 0 \therefore \tau_z \rightarrow \infty$

TAREA No. 14

DEMOSTRAR LO ANTERIOR

$\tau_z \rightarrow \infty$ si $z, r \rightarrow 0$

En la Naturaleza, no existe ningún suelo que resista un esfuerzo infinito. Boussinesq consideró que su teoría no era aplicable en la proximidad de ese punto, por lo que se rodea por un entorno constituido por una hemisférica en la cual se considera aplicada una presión uniforme que determina un sistema de fuerzas, cuya resultante es P .

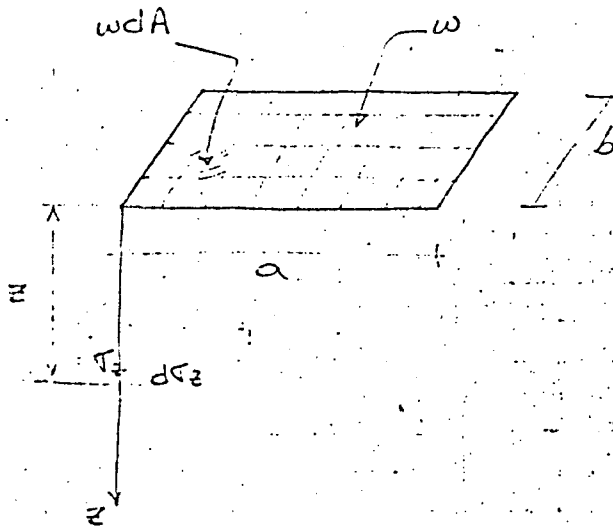


TERCERA CONSERVACION.

El módulo de Poisson, de acuerdo con la teoría de la Elasticidad Lineal tiene valores comprendidos entre 0 y 0.5, el primero, para materiales en que la deformación transversal es nula, y el segundo, para materiales en que no ocurre cambio de volumen al deformarse.

Esta teoría no es muy aplicable a casos prácticos, excepto quizá, el caso de pilotes trabajando por punta, apoyados en un estrato resistente, después de atravesar a uno de muy poca resistencia.

Para acercarnos un poco más a la realidad, conviene pensar en áreas uniformemente cargadas, tal vez tales como las de forma rectangular.



Aplicando Boussinesq se puede resolver el problema simplemente integrando sus resultados, esto ha sido hecho por numerosos matemáticos, uno de ellos Steinhilberner, quien encontró el resultado siguiente:

$$C_z = \frac{P}{2\pi} \left\{ \arctg \left[\frac{b}{z} \frac{a(a^2+b^2) - 2az(R-z)}{(a^2+b^2)(R-z) - z(R-z)^2} \right] + \frac{bz}{b^2+z^2} \frac{a(R^2+r^2)}{(a^2+b^2)R} \right\}$$

En donde: $R = \sqrt{a^2 + b^2 + z^2}$

En el resultado se observa que $\frac{\sigma_z}{w}$ es función de $\frac{z}{b}$ y $\frac{a}{b}$; donde:

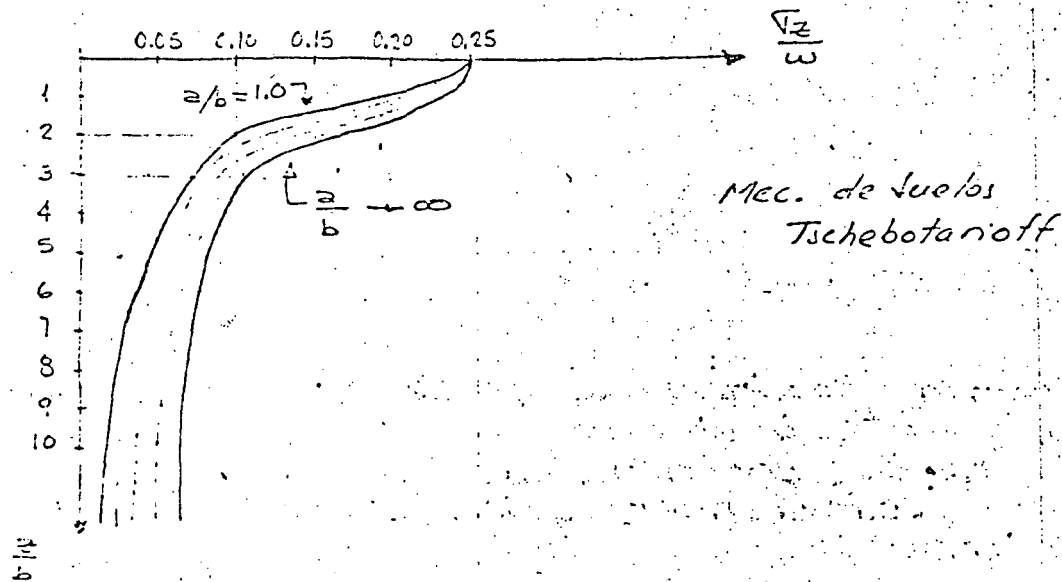
z = profundidad a la que se quiere considerar T_z , medida en la vertical que pase por cualquiera de las 4 esquinas del área rectangular cargada.

b = ancho del área rectangular cargada.

a = longitud del área rectangular cargada.

A la relación, $\frac{\sqrt{z}}{w}$ se le llama coeficiente de influencia, definido como un número adimensional valuado en a / profundidad z , tal que multiplicado por la w , determina la magnitud de T_z , a la profundidad considerada.

Para visualizar el resultado, se puede graficar en la forma en que se indica en la figura:



TAREA No. 15

UTILIZANDO EL RESULTADO DE BOULINJIC, INTEGRADO POR SEMIBRENER, DETERMINE LA PROFUNDIDAD z , A LA CUAL EL ESFUERZO T_z , SEA LA DECIMA PARTE DE LA CARGA EN LA SUPERFICIE PARA CUALQUIER AREA RECTANGULAR.

TRABAJO No. 16

Cada una sobrecarga uniformemente repartida en un área circular de radio "r" conocido, encontrar la expresión que determine V_z a una cierta profundidad z medida en la vertical que pasa por el centro del área cargada. Deben aceptarse todas las hipótesis de Boussinesq. (Coordenadas Polares).

Observando la gráfico, se tiene que si $z=0$ para cualquier área rectangular cargada uniformemente el coef. de influencia vale 0.25, o sea que el esfuerzo V_z en las esquinas vale $0.25w$.

Nota: En el caso $w = 1.00$ y (se toma como V_z en esquinas).

Ju.- 020378.

Otra observación es la relacionada con el esfuerzo V_z que aparece al centro del área cargada para $z=0$; resulta ser $V_z = P$ aplicando el método de Steinbrenner para lo cual se subdivide el área rectangular de manera que el punto en donde se quiere calcular V_z sea esquina común a las áreas rectangulares parciales que resultan de la división.

El esfuerzo V_z se obtiene multiplicando la suma de los coeficientes de influencia, correspondientes a cada área rectangular por la presión p minúscula aplicada en la superficie. Aquí se está aceptando superposición de causas y efectos, lo que es lícito porque se ha aceptado la hipótesis de elasticidad lineal.

Es conveniente hacer notar que la magnitud de los esfuerzos V_z calculados para $z=0$ está equivocada teóricamente si la distancia R es pequeña, puesto que para estos casos Boussinesq falla, sin embargo, si se recuerda la fórmula del hundimiento.

$$\Delta H = m_v \Delta \bar{p} H,$$

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

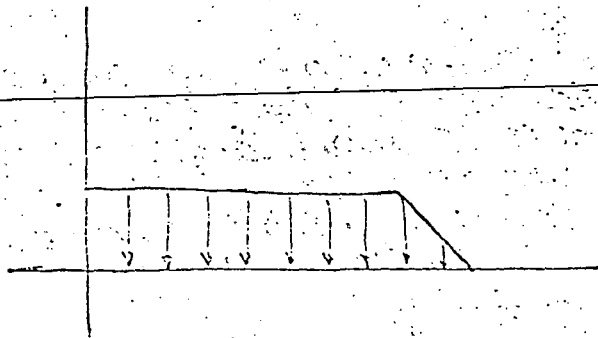
se observa que a mayor esfuerzo $\Delta \bar{p} = V_z$, mayor hundimiento, desde este punto de vista el hundimiento será mayor al centro del área cargada y menor en las esquinas y este resultado es congruente cualitativamente con la realidad, para ello basta observar el Palacio de Minería, que es una estructura flexible.

Otra observación,

Cuando se está en presencia de un suelo blando o de uno del que se sospecha que presentará deformaciones bajo la acción de las cargas impuestas por una obra de ingeniería surge la necesidad de conocer el suelo y por lo tanto, de realizar sondeos, y una de las preguntas que se hace el ingeniero es ¿hasta qué profundidad hay que llevar los sondeos? La respuesta sería; llevarlos hasta una profundidad en que el esfuerzo $\bar{\sigma}_z$ sea prácticamente despreciable un criterio usual es aceptar que eso sucede cuando $\bar{\sigma}_z$ es la décima parte de la sobrecarga superficial (en la esquina). En estas condiciones, la teoría indica que para zapata cuadrada $z=2b$, para zapata rectangular $z=3b$. Podría aceptarse como regla general para cualquier zapata:

$$z = 2.5b$$

Como esta integración existen otras tales como la Fadom (Estudiarla en el Juárez Bacillo), la de Osterberg en donde se considera una carga distribuida en la forma indicada en la figura.

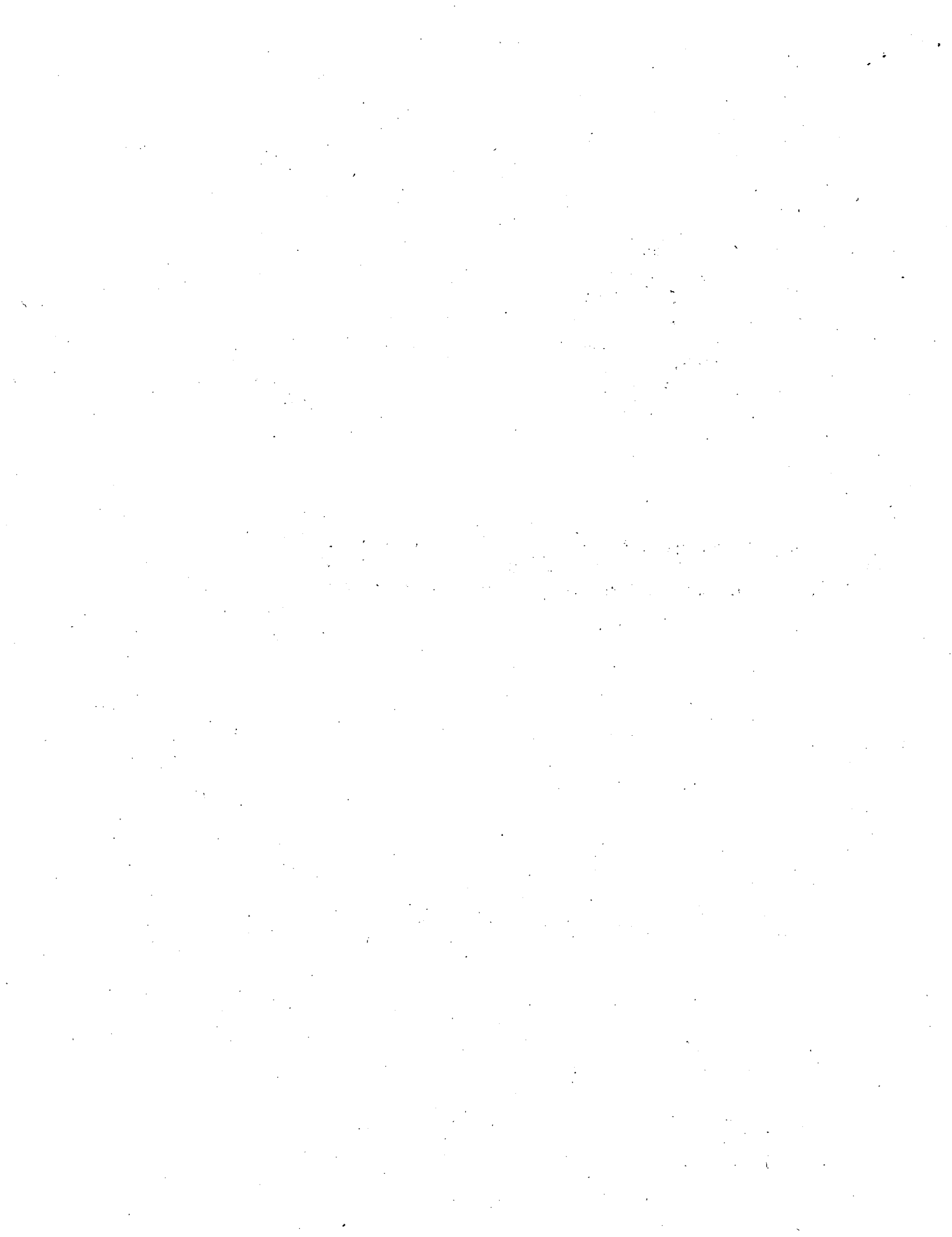


Es interesante determinar las diferencias de los resultados en el cálculo de esfuerzos $\bar{\sigma}_z$, por ejemplo, con los métodos de Steinbrenner y de Fadom y con ese objeto se propone el siguiente problema:

TAREA No. 17.

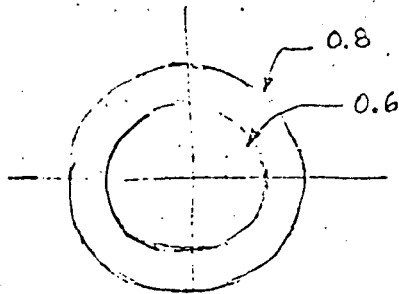
Sea una zapata de 3.5×3.5 apoyada a 2.0 m. de profundidad en un suelo CH con alto contenido de agua y cuyo espesor es de 30 mts. Bajo el CH aparece una SP. la sobrecarga impuesta por la estructura es de 7 tn/m^2

Se pide calcular la variación de $\bar{\sigma}_z$ en la vertical que pase por el centro del área cargada, la variación de $\bar{\sigma}_z$ en planos horizontales que pasen a 5, 10, 15 y 20 m. de profundidad y las curvas de igual esfuerzo vertical $\bar{\sigma}_z$ que se denominarán isocargas.



Si análogamente se calcula el radio del círculo $r_{0.6}$ o sea, que con el se traza un círculo que cargado con w produce a la profundidad z medida en la vertical que pasa por el centro del círculo, un esfuerzo

$$\tau_z = 0.6 w$$



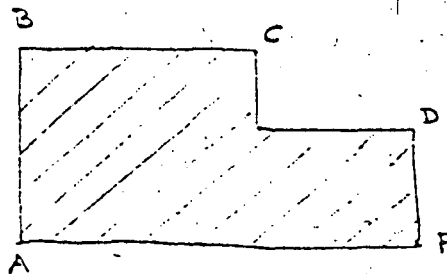
TAREA No. 13.

CONSTRUIR UN NOMOGRAMA DE NEWMARK PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO τ_z , TAL QUE EL COEFICIENTE DE INFLUENCIA DEL ÁREA MÁS PEQUEÑA SEA 0.01.

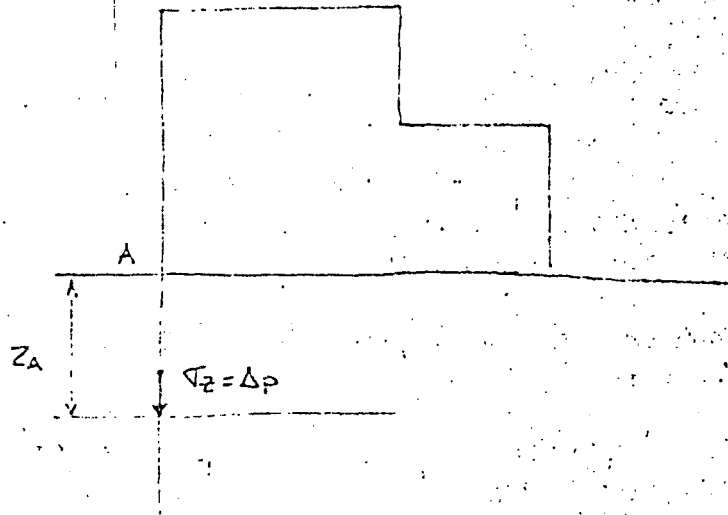
Ma. - 010378.

Es interesante anotar que de acuerdo con Newmark, el esfuerzo τ_z será igual a w a cualquier profundidad si el área circular cargada tiende a ser infinito.

Para el empleo práctico del nomograma de Newmark, se procede de la manera siguiente: En un papel transparente se dibuja la planta de la estructura en estudio a una escala conveniente. Véase figura.



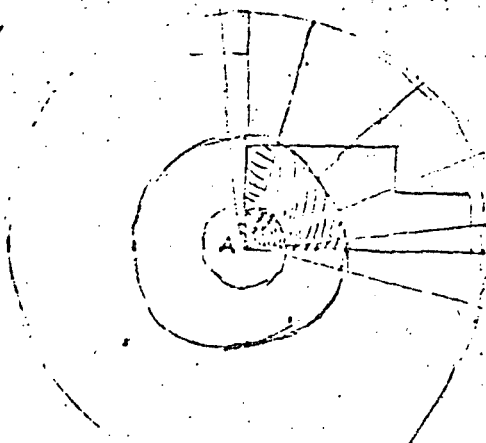
Si el punto en donde se quiere conocer la variación de esfuerzos σ_z , es por ejemplo A, y el Z_A la profundidad a la que se quiere valorar ese esfuerzo, la escala conveniente será:



$$\text{Escala: } \frac{\text{Magnitud Real}}{\text{Magnitud Representada}} = \frac{Z_A (100 \text{ cm})}{AB (4 \text{ cm})} = 25$$

Se sobrepone el papel transparente sobre el nomograma de Newmark, haciendo coincidir el centro común de los círculos con el punto A, y supongamos queda en la forma en que se indica en la figura.

coef. inf = 0.01



enteras	6	x	1.0	=	6.0
	0.5				0.5
	0.5				0.5
					0.2
					0.2

Se procede a contar el número de áreas parciales cubiertas por el área cargada, y se suman, el valor obtenido se multiplica por el coef. de influencia de cada área parcial.
Ejemplo en clase.- sumó 8.1

$$0.1 \times 0.01 = 0.001$$

su resultado será igual al coeficiente de influencia del área cargada, más a la profundidad z_A , medida en la vertical de A.

$$V_A = 0.001 w$$

si ahora se quiere calcular el coeficiente de influencia a otra profundidad, ~~se tiene que volver~~

se tiene que volver a dibujar la planta a la escala correspondiente.

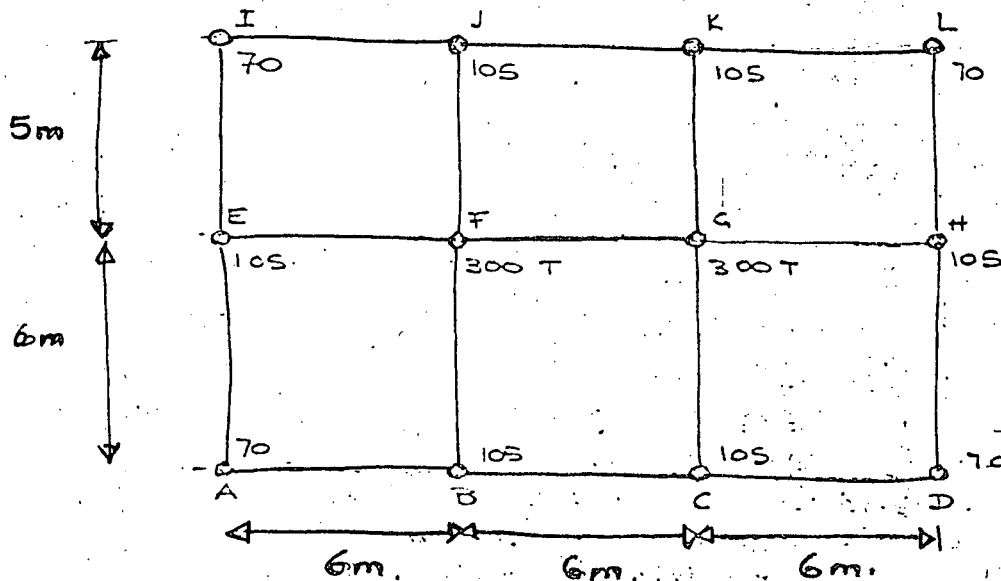
Este método implica que para z profundidad se tiene que hacer un dibujo diferente del edificio. Claro está, existe la posibilidad de hacer un solo dibujo de la planta, pero eso obligaría a tener un juego de nomogramas.

PROBLEMA:

TAREA No. 19

Jueves 16 Marzo, 1978.

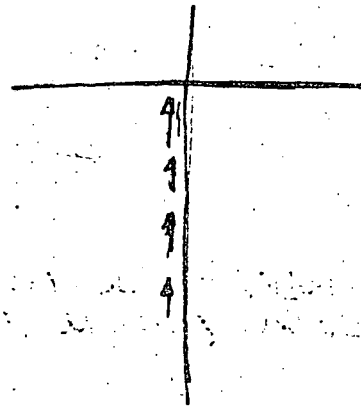
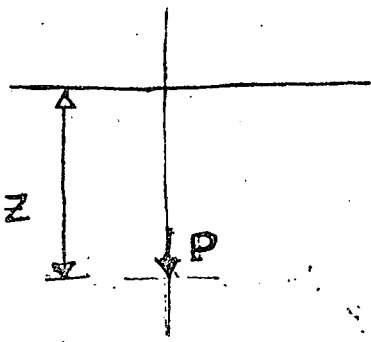
Supóngase que se tiene una estructura constituida por una serie de columnas y traveses y que su cimentación se trata de resolver mediante zapatas de área circular, considerando una capacidad de carga del suelo de 1500 TN/M^2 . Las descargas en las columnas se indican a continuación.



Se pide calcular la distribución de presiones σ_z , en cada uno de los apoyos a diferentes profundidades, hasta que $\sigma_{z_{max}}$ sea $0.1w$

A MI ME TOCA EL PUNTO C.

Hay una integración de los resultados de Boussinesq, debido a Mindlin, quien consideró el caso de una carga aplicada en un medio semi-infinito pero a una cierta profundidad z , dentro de él. Aparece en el libro de Mecánica del Suelo de J. Jimenez Salas. Se puede aplicar muy bien al caso de pilotes trabajando por punta. Mindlin también resolvió el caso de considerar en el medio la influencia de un esfuerzo tangencial, a lo largo de una línea vertical como se indica en la figura. Esto podría aplicarse a pilotes de fricción.



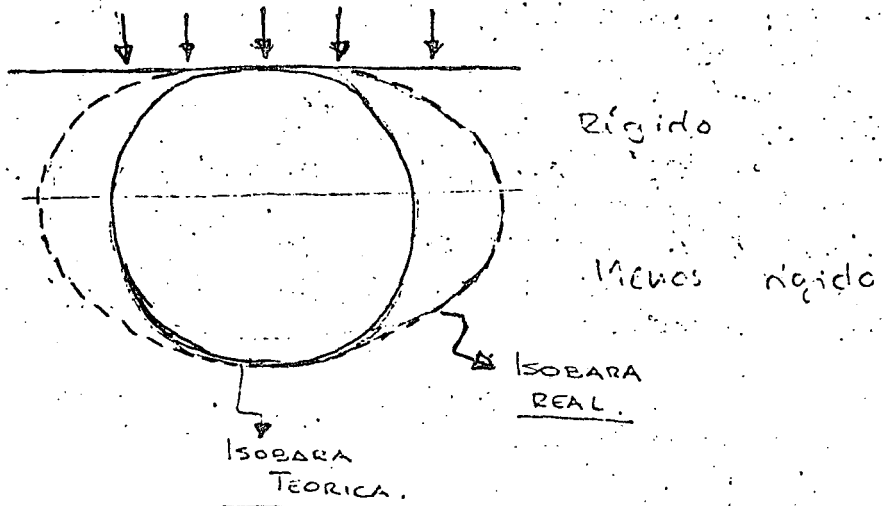
En todo lo anterior, se ha supuesto que el suelo se comporta como un medio elástico lineal. Para poder indicar en que casos, esta hipótesis es aceptable conviene conocer los resultados de mediciones de esfuerzos en el caso de suelos reales.

Así, en arenas se podría aceptar que la E varía de punto a punto pero que esta variación va siendo menor, a medida que el punto se encuentra a mayor profundidad, en estas condiciones, la Teoría de Boussinesq, quizá se cumpla con mayor aproximación a profundidades grandes, o sea, que en el caso de la arenas los esfuerzos σ_z van a ser menores que los reales.

E (módulo elástico)

(MUY IMPORTANTE!)

En el caso de suelos finos, tales como arcillas, la rigidez de éstos suelos tiende a permanecer más constante con la profundidad que en el caso de las arenas, por lo tanto, Boussinesq. se cumple un poco más. Sin embargo, es muy común que los primeros metros de arcilla tengan mayor rigidez por efectos de desecación y otros, en ese caso, las isobaras reales se achatan con respecto a las teóricas, y por lo tanto, con la profundidad los esfuerzos T_e teóricos son mayores que los reales.



¿Porque la Rigidez de las Arenas tiende a seguir la Ley indicada por la línea ②?

Ma. 140378.

Con lo anterior se tienen métodos para valuar el esfuerzo T_e en diferentes puntos de un medio continuo generados por la presencia de una sobrecarga superficial. Con éstos conocimientos se puede hacer un análisis de ASENTAMIENTOS en forma más aproximada. Lógicamente, Asentamientos que ocurren con el tiempo.

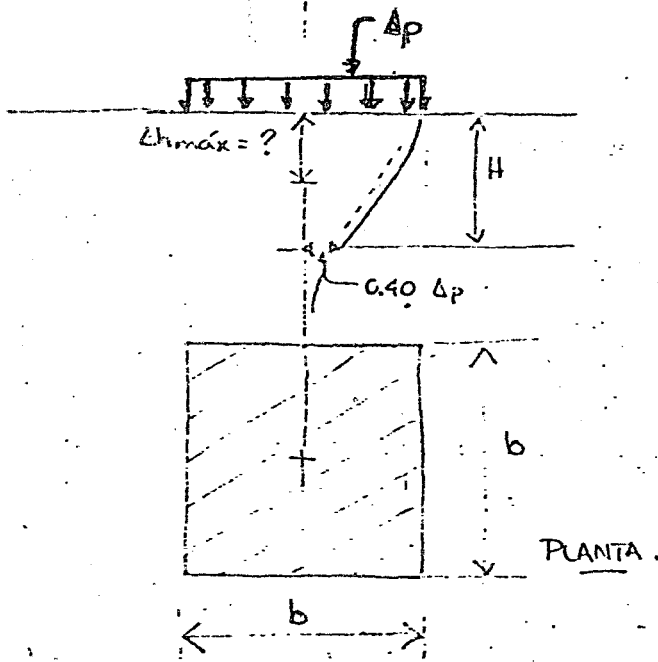
La fórmula deducida es:

$$\Delta H_{TOTAL} = m_v \Delta p H$$

$$\Delta H_{TOTAL} = \frac{\Delta c}{1 + e_0} H$$

En ellas, H es el espesor compresible del estrato compresible.

A fin de aproximarnos, poco a poco a un análisis más riguroso, supóngase que se tiene una sobrecarga Δp , uniformemente repartida en una área de dimensiones conocidas; el suelo de apoyo es una arcilla compresible y se trata de valuar el Asentamiento Total, máximo.



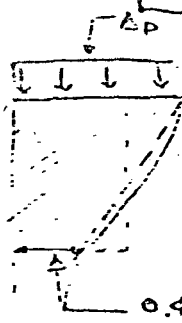
En primer lugar, se calcula la H , para ello será necesario determinar la variación de σ_z con la profundidad, medida en la vertical del punto en que se quiere determinar Δh . Hecho esto, se puede aceptar como hipótesis el que la H será la profundidad, a la cual los σ_z son despreciables. En estas condiciones, al centro del área cargada, será cuando $\sigma_z = 0.4 \Delta p$.

Obtenida la H , se procede a determinar la Δp de la fórmula; en un primer intento, se puede considerar para los σ_z una variación lineal y en estas condiciones

$\Delta p =$

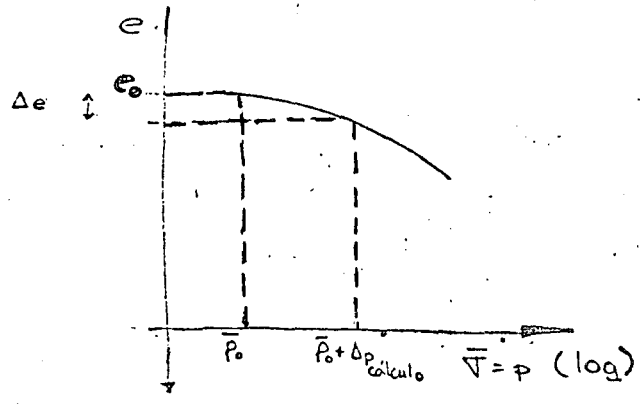
$$\Delta p = \frac{\Delta p + 0.4 \Delta p}{2}$$

(Nota: Δp de cálculo)



Se considera un Δp promedio actuando uniformemente a cualquier profundidad.

Con el Δp de cálculo, se determina el m_v , para lo cual se requiere conocer la gráfica de compresibilidad del suelo. Se considera en este primer cálculo que el suelo es homogéneo en cuanto a compresibilidad, de manera que bastaría con conocer en la gráfica mencionada haciendo una prueba de consolidación del suelo en una muestra extraída de una profundidad $H/2$. Supongamos que el resultado es el que se indica en la figura.



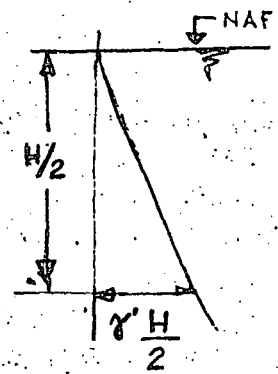
Para entrar en ella se requiere conocer la relación de vacíos inicial e_0 (e_0) ó bien, la presión efectiva inicial (\bar{p}_0 , \bar{p}_0).

Para obtener \bar{p}_0 ,

a) Suelo saturado

$$\bar{p}_0 = \frac{\gamma' H}{2}$$

γ' = peso específico sumergido.



Por lo tanto

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p_{\text{cálculo}}}$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$$

NOTA: GILBOY demostró la validez de las hipótesis supuestas.

Terminando estos cálculos, se aplica la fórmula del hundimiento y queda resuelto nuestro problema.

$$\Delta H_{TOT. MAX} = m_v \Delta P_{cálculo} H_{comp.}$$

TAREA No. 20

Martes 26

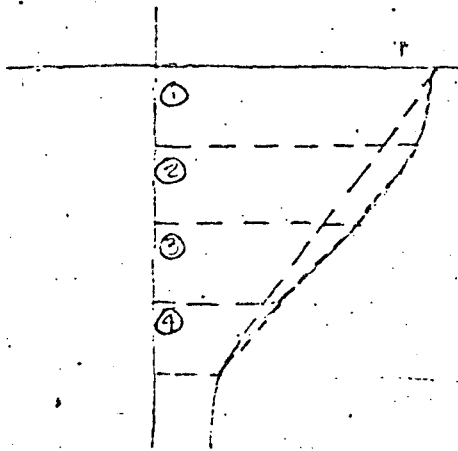
Calcule en forma aproximada el hundimiento total que experimentará el suelo, al centro de una área rectangular uniformemente cargada con 4 TN/m^2 . Sea $b = 2.0 \text{ mts.}$ y $a = 10 \text{ mts.}$ El suelo de apoyo está constituido por una arcilla saturada c.H., con un alto contenido de agua. (MUY BLANDA). Se puede considerar que al centro del espesor comprimible se tiene una $S_s = 2.3$ y un contenido de agua de 326% . Y al ocurrir el hundimiento total la relación de vacíos en ese punto disminuye a 6.9

TAREA No. 21

Martes 26

Indique la forma en que se puede resolver el problema indicado en la Tarea 20, suponiendo que el NAF aparece a un metro de profundidad, y el suelo arriba de él no está saturado. (situación rara).

Los cálculos anteriores, son aproximados, y podrían hacerse otros, un poco más reales si la secuencia indicada se repite para una serie de subdivisiones de la H .



La aproximación sería mayor si en el centro de cada porción se conciguera la curva de compresibilidad, y haciendo tender a infinito el número de divisiones se llegaría a una integral. Para lo cual, conveniría usar, quizá la 2ª fórmula de hundimiento.

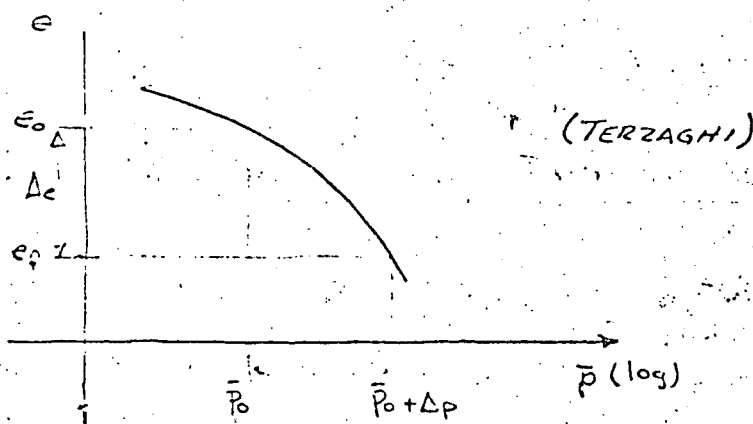
$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1+e_0} dH$$

donde Δe , se podría obtener de curvas de compresibilidad calculadas a diferentes profundidades dentro del espesor H . Conviene hacer una gráfica $e \rightarrow z(H)$ y $\int \Delta e dH$ sería el área bajo esa curva.

Este último cálculo, en la práctica no se hace, porque las hipótesis de teoría invalidan la aproximación que aquí se lograría.

En el caso de tener suelos preconsolidados, la presión \bar{p}_0 , debe ser igual a \bar{p}_c (presión de preconsolidación).

Existe un método que no requiere conocer la curva de compresibilidad para el cálculo de hundimientos. Se recomienda utilizarlo solo para el caso de los suelos saturados Normalmente Consolidados.



$$\frac{e_0 - e_f}{\log(\bar{p}_0 + \Delta p) - \log \bar{p}_0} = C_c$$

C_c = índice de compresibilidad

$$\Delta e = C_c \log \frac{\bar{p}_0 + \Delta p}{\bar{p}_0}$$

Por otra parte;

$$\Delta e = \frac{\Delta H}{H} (1 + e)$$

igualando:

$$C_c \log \frac{\bar{p}_0 + \Delta p}{\bar{p}_0} = \frac{\Delta H}{H} (1 + e_0)$$

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{\bar{p}_0 + \Delta p}{\bar{p}_0}$$

Para el cálculo de C_c , se hecha mano de una correlación entre ese índice y el límite líquido, que dice

$$C_c = (L.L. - 10) 0.007 \quad \text{- arcillas remodeladas}$$

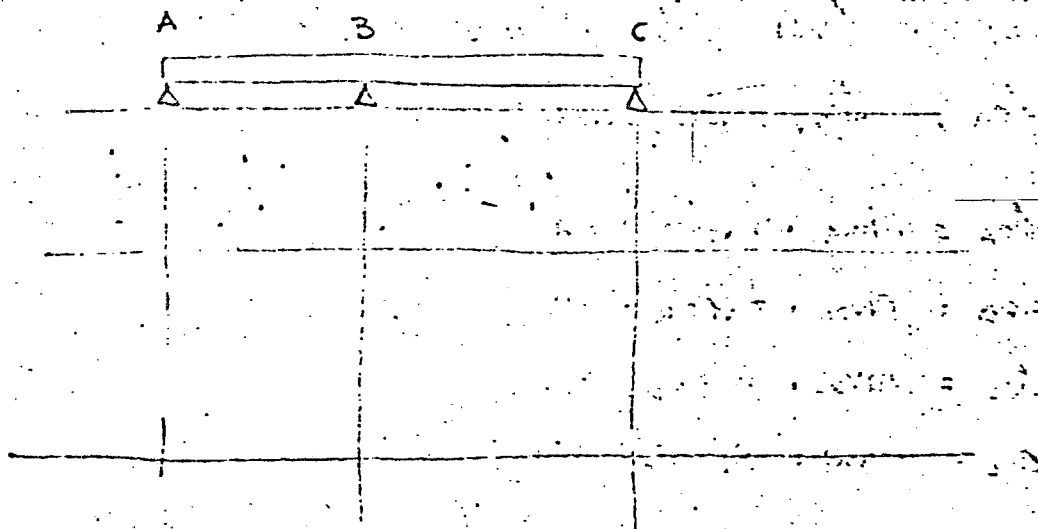
$$\text{ó } C_c = (L.L. - 10) 0.009 \quad \text{- arcillas inalteradas.}$$

Con lo anterior, se ha completado el cálculo de la magnitud de los asentamientos, desde el punto de vista, exclusivo de la Mecánica de los Suelos. Sin embargo, es conveniente señalar que sus resultados no toman en cuenta el otro factor que interviene, o sea, la estructura que va a generar las sobrecargas Q_p . En cierto modo, el cálculo tal como se ha hecho, para que se cumpla en la realidad, presupone que la estructura se adapta a los hundimientos del suelo, o sea, que es el suelo el que manda; dicho de otra manera, se ha considerado que la estructura es flexible, como puede suceder en el caso de terraplenes o prelas de tierra, sobre suelos, pero en el caso de estructuras de concreto reticuladas la rigidez de éstas obliga a modificar los hundimientos, en cuanto a sus magnitudes. Para ejemplificar lo anterior, supóngase una estructura sencilla:

Una trabe con 3 apoyos libres, que a su vez, se desplantan en un suelo constituido por una capa de arena superficial, a la que sobreyace una de arcilla compresible y otra capa de arena.

(VIGA CONTINUA)

Ju-160378



Mediante cálculos estructurales, se determinan las reacciones en q_u de los apoyos.

R_{0A}	reacción en el apoyo A
R_{0B}	" " " " " B
R_{0C}	" " " " " C
⋮	
R_{0i}	" " " " " i

El estructurista, dependiendo de los espacios que tenga entre columnas, de la capacidad de carga del suelo y de si es factible que se produzcan hundimientos diferenciales importantes, escoge el las dimensiones apropiadas de las áreas de apoyo de los cimientos, sean estas.

$S_{0A}, S_{0B}, S_{0C} \dots S_{0i}$

En éstas condiciones puede valuar las presiones que junto de los apoyos genera en el su contacto con el suelo, sean éstas:

$p_A, p_B, p_C, \dots p_i$

$$p_A = \frac{R_{0A}}{S_{0A}}$$

$$p_C = \frac{R_{0C}}{S_{0C}}$$

$$p_B = \frac{R_{0B}}{S_{0B}}$$

$$p_D = \frac{R_{0D}}{S_{0D}}$$

Conocidas las presiones se procede a calcular en q_u de los apoyos los hundimientos correspondientes, sean éstos:

$\Delta_{0A}, \Delta_{0B}, \Delta_{0C}, \dots \Delta_{0i}$

$$\Delta_{0A} = m_{v0A} \cdot f(p_{0A}) \cdot H_A$$

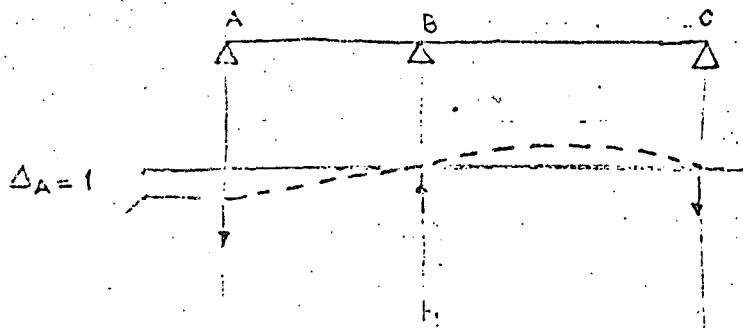
$$\Delta_{0B} = m_{v0B} \cdot f(p_{0B}) \cdot H_B$$

$$\Delta_{0C} = m_{v0C} \cdot f(p_{0C}) \cdot H_C$$

$$\Delta_{0i} = m_{v0i} \cdot f(p_{0i}) \cdot H_i$$

Suponiendo que se conocieran los hundimientos calculados en la forma indicada, o sea, desde el punto de vista exclusivo de la mec. de suelos, se procede ahora, a introducir la rigidez de la estructura. Para ello, se supone que en esta etapa, se conocen los coeficientes o factores de transporte calculados con métodos estructurales que dependen de E , de I y de L , que dependen a su vez del material que constituya a los elementos de la cimentación, a las dimensiones de éstos tanto en sentido recto como longitudinal.

Si el apoyo A, sufre un hundimiento unitario, se genera un cambio en la magnitud de las reacciones y teóricamente, la elástica es la indicada en la figura.



En el apoyo A, la reacción será ahora, la que se tenía antes, más el cambio.

Es decir:

En A	$R_{0A} - R_{AA}$
✓ B	$R_{0B} + R_{AB}$
✓ C	$R_{0C} - R_{AC}$

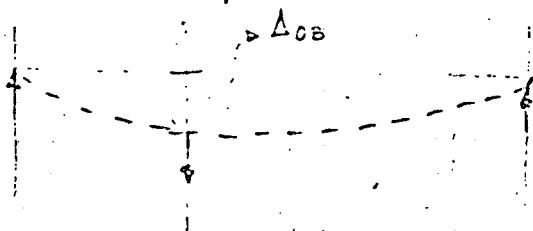
En la realidad, en el apoyo A, no ocurre un hundimiento unitario, sino que ocurre un hundimiento que vale Δ_{0A} . En estas condiciones las reacciones en los apoyos serán:

$$R_{1A} = \text{reacción en el apoyo A} = R_{0A} - R_{AA} \cdot \Delta_{0A}$$

$$R_{1B} = \text{reacción en el apoyo B} = R_{0B} + R_{AB} \cdot \Delta_{0A}$$

$$R_{1C} = \text{reacción en el apoyo C} = R_{0C} - R_{AC} \cdot \Delta_{0A}$$

Análogamente, se puede analizar lo que sucede cuando se produce un hundimiento en B.



Puedo escribir:

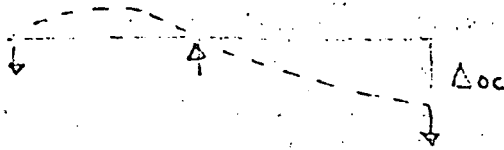
$$R_{1A} = R_{0A} + R_{DA} \cdot \Delta_{0B}$$

$$R_{1B} = R_{0B} - R_{DB} \cdot \Delta_{0B}$$

$$R_{1C} = R_{0C} + R_{DC} \cdot \Delta_{0B}$$

R_{DC} = Reacción en C
debido al hundimiento
en B.

Análogamente, si se hunde el apoyo C, se tendrá:



$$R_{1A} = R_{0A} - R_{CA} \cdot \Delta_{0C}$$

$$R_{1B} = R_{0B} + R_{CB} \cdot \Delta_{0C}$$

$$R_{1C} = R_{0C} - R_{CC} \cdot \Delta_{0C}$$

Al final de cuentas, los 3 apoyos sufren hundimientos, de manera que la reacción en q'u de los apoyos será:

$$R_{1A} = R_{0A} - R_{AA} \cdot \Delta_{0A} + R_{BA} \cdot \Delta_{0B} - R_{CA} \cdot \Delta_{0C}$$

$$R_{1B} = R_{0B} + R_{AB} \cdot \Delta_{0A} - R_{BB} \cdot \Delta_{0B} + R_{CB} \cdot \Delta_{0C}$$

$$R_{1C} = R_{0C} - R_{AC} \cdot \Delta_{0A} + R_{BC} \cdot \Delta_{0B} - R_{CC} \cdot \Delta_{0C}$$

Con estas nuevas reacciones, suponiendo constantes las dimensiones geométricas de los apoyos se calculan las nuevas presiones, sean éstas,

$$P_{1A} = \frac{R_{1A}}{S_{0A}}$$

$$P_{1C} = \frac{R_{1C}}{S_{0C}}$$

$$P_{1B} = \frac{R_{1B}}{S_{0B}}$$

Con estas nuevas precisiones, y desde el punto de vista exclusivo de la Mec. de Suelos, se calculan los nuevos hundimientos:

$$\Delta_{1A}, \Delta_{1B} \text{ y } \Delta_{1C}$$

Con estos nuevos hundimientos y teniendo en cuenta la rigidez de la estructura, se calculan las nuevas reacciones y el cálculo se repite así hasta que en 2 cálculos sucesivos, la diferencia sea despreciable.

Llevado esto a la práctica, se sugiere que en el 3er cálculo se consideren como hundimientos, el promedio aritmético de los 2 anteriores.

$$\Delta'_{1A} = \frac{\Delta_{0A} + \Delta_{1A}}{2}$$

$$\Delta'_{1B} = \frac{\Delta_{0B} + \Delta_{1B}}{2}$$

$$\Delta'_{1C} = \frac{\Delta_{0C} + \Delta_{1C}}{2}$$

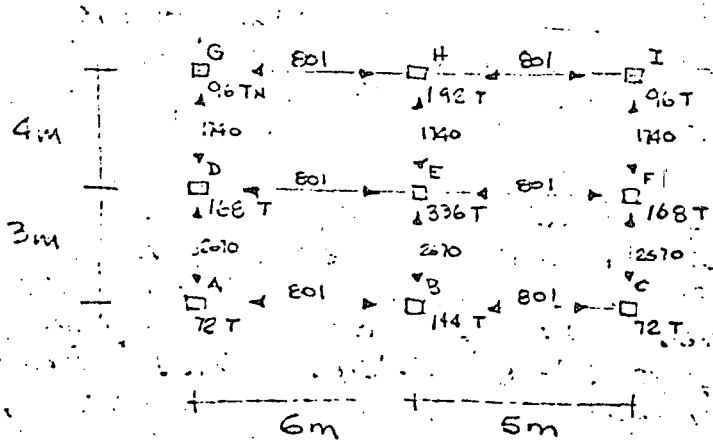
TAREA No. 22

Ejemplo:

Sea una estructura de tres niveles con la distribución de cargas indicada en la figura.

Nota: Ejemplo
 A se hundirá 5 cm
 D " " 3 cm
 B " " 2 cm.

$$K_{1A} = 72 - (2670 + 801) \times 0.05 + (801 \times 0.03) + (2670 \times 0.02)$$



El cálculo de capacidad de carga del suelo, determina para un F.S. = 3 que ésta es de 40 TN/m². En estas condiciones las áreas de apoyo de los cimientos, resultan ser:

APOYO	CARGA ESTADO	AREA.	DIMENSIONES.
A y C	72 TN.	1.8 m ²	1.34 x 1.34
B	144 TN.	3.6 m ²	1.89 x 1.89
D y F	168 TN.	4.2 m ²	2.05 x 2.05
E	336 TN.	8.4 m ²	2.90 x 2.90
G e I	96 TN.	2.4 m ²	1.55 x 1.55
H	192 TN.	4.8 m ²	2.20 x 2.20

El Estudio de Mec. de Suelos, indica también que la estructura se apoya en un estrato de arena, con espesor de 4.0 mtr. que a su vez lo ha en uno de arcilla compresible del mismo espesor; subyaciendo a la arcilla aparece un estrato de arena de espesor indeterminado. Indica también, que la presión efectiva al centro del espesor de la arcilla es de 10 TN/m². Las pruebas de consolidación, hechas en el laboratorio, indicaron que la curva de compresibilidad en escalas aritmética-logarítmica dió una línea recta pasando por los puntos $e = 0.90$ $\bar{p} = 10$ TN/m²
 $e = 0.87$ $\bar{p} = 20$ TN/m²

Se pide calcular los hundimientos teniendo en cuenta la rigidez de la estructura.

Considérense zapatas cuadradas. (ZAPATA D)
(Por Newmark.)

CLASIFICACION.- 3.5 (1er examen)

Ma. 230378.

Prueba No. 2 Jueves 13 de Abril de 1978.

En todo lo anterior, se ha considerado el cálculo de los hundimientos que ocurren con el tiempo, los cuales se generan, principalmente en suelos finos, saturados, cuando se tienen suelos muy permeables (en gral. gruesos) o suelos finos secos, o bien, suelos finos saturados, interstratificados con capas de arena, los hundimientos ocurrirán en forma relativamente rápida, y por lo tanto, los esfuerzos, generados por la sobrecarga serán tomados muy rápidamente por los sólidos del suelo, lo que, en cierta forma pudiera hacer

aceptable la hipótesis de que el suelo se comporta como un medio sólido y por lo tanto, puede también aceptarse que su comportamiento sea elástico lineal. En estas condiciones, los asentamientos pueden calcularse utilizando los resultados de la Teoría elástica lineal. Una de las fórmulas más empleadas para determinar la deformación elástica, es:

$$\Delta H_e = \frac{\Delta p \cdot B (1 - \mu^2)}{E} I_f$$

ΔH_e = hundimiento elástico

Δp = sobrecarga uniformemente repartida

μ = Coeficiente de Poisson.

E = Módulo de elasticidad del suelo.

I_f = Factor de forma.

B = Ancho del cimiento (menor dimensión del cimiento)

REFERENCIA: Sowers.

Sowers, indica los siguientes valores de I_f , para distintas formas del área cargada.

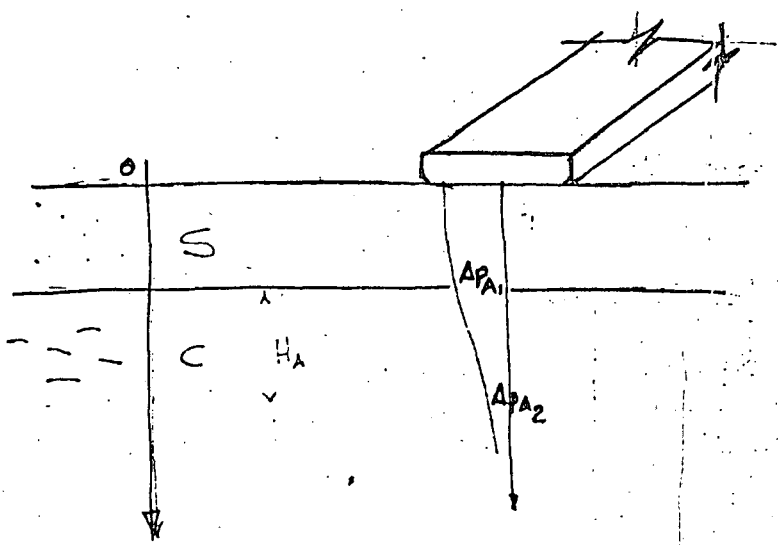
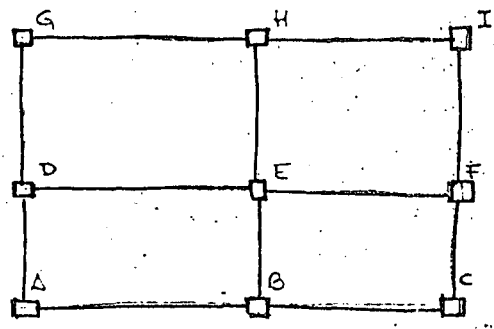
REF. Engineering Foundations F. Leonards Capítulo: Cimentaciones Superficiales.

Forma del área	Factor de forma		
	al centro de la zapata	esquina de la zapata	parte media de la zapata.
1. Cuadrada	1.12	0.56	0.95
2. Rectangular			
$4B = 2$	1.52	0.76	1.30
$4B = 5$	2.10	1.05	1.83
$4B = 10$	2.54	1.27	2.20
3. Circular	1.00	(borde) 0.64	(parte media del radio) 0.85

4, coeficiente de Poisson, varía entre 0 y 0.5, el primer valor se deberá usar cuando el material práctico no tenga desplazamientos laterales al someterlo a la sobrecarga, lo cual ocurrirá muy positivamente en los suelos de falla frágil. El segundo valor, se aplica, teóricamente a aquellos materiales que no tienen cambio de volumen, como pueden ser los fluidos no confinados, en el caso de suelos serán aquellos que exhiban una falla de tipo plástica. El módulo de elasticidad E , se puede obtener, en el laboratorio, mediante la curva esfuerzo-deformación.

Ju. 30037B.

TARJA No. 22.



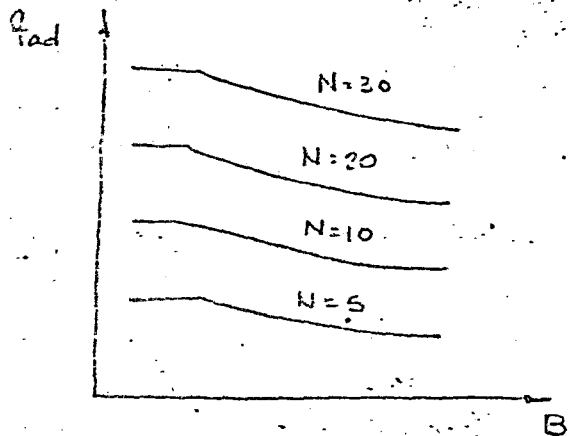
$$\Delta_{OA} = m_{VA} \cdot \Delta P_A \cdot H_A$$

$$\Delta P_A = \frac{\Delta P_{A1} + \Delta P_{A2}}{2}$$

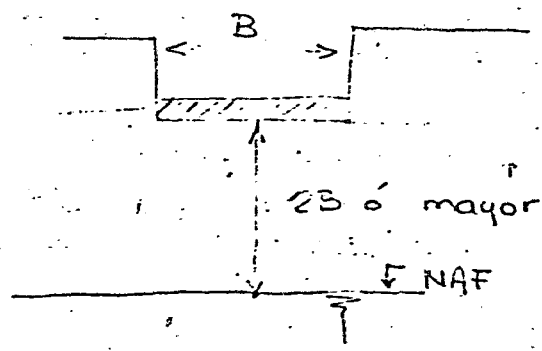
$$m_{VA} = \frac{\Delta e_A / \Delta P_A}{1 + e_0}$$

$$e_0 = 0.9$$

Para tomar en cuenta, el hundimiento que experimentan estratos de arena, existen también el criterio de Terzaghi, obtenido a través de una serie de experiencias en las que pudo conocer las dimensiones geométricas del cimiento, el resultado de la prueba de penetración standard, la posición del NAF y el hundimiento máximo permisible. Estos factores, los hizo aparecer gráficamente según se indica en la figura siguiente:



- B = ancho del cimiento (o menor dimensión del cimiento)
- Q_{ad} = Capacidad de carga, en unidades de esfuerzo que admite el suelo para que el hundimiento máximo sea de 2.5 cm.
- N = Número de golpes en prueba de penetración standard.
- Nivel de aguas freáticas a una profundidad de 2B ó mayor respecto al nivel de apoyo.



$< Q_{ad}/2$

Interpolación lineal.

$\downarrow Q_{ad}$

Si el NAF está a una profundidad igual o menor a la correspondiente al apoyo del cimiento, se recomienda reducir a la mitad los valores de Q_{ad} .
 Para posiciones intermedias del NAF, recomienda interpolar, linealmente.

TAREA No. 23.

PA JUEVES 6 ABRIL

TRATAR DE EXPLICAR, MEDIANTE UN RAZONAMIENTO LA FORMA QUE ADOPTAN LAS CURVAS GRAFICAS QUE SE OBTIENEN AL REACCIONAR q_{ad} , N , B , posición del NAF, para el caso de arenas, según el criterio de Terzaghi

Ver libros: Mecánica de Suelos en Ingeniería Práctica
~~Terzaghi~~ Terzaghi

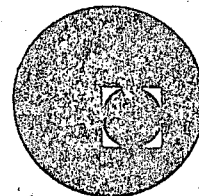
- Foundations Engineering
Peck - Hanson - Thornburn
- Cimentaciones
Little
- Juárez Badillo. Tomo 2 Pág. 295

Recordemos, la Prueba de Penetración standard, consiste en contar el número de golpes necesario para introducir un tubo de 2" de diámetro aproximadamente, 30 cms. de longitud, mediante golpes que se dan dejando caer un martillo de 63.5 kg. desde 76 cm. de altura. El número de golpes que se reporta es el necesario para introducir los 30 cms. intermedios del penetrómetro standard.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

DISEÑO ESTRUCTURAL

ING. RAUL GRANADOS GRANADOS

NOVIEMBRE, 1978.



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

CURSO: CIMENTACIONES SUPERFICIALES

CAPITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL

Desde el punto de vista estructural, la cimentación es la parte de la estructura, generalmente localizada bajo la superficie del suelo, que transmite las cargas a éste. Siendo los suelos, en general, más deformables que los materiales que constituyen la estructura, el objetivo fundamental de la cimentación es distribuir las cargas en forma tal, que los hundimientos, tanto generales como diferenciales, se mantengan dentro de límites razonables que eviten daños, tanto en la propia estructura, como en las construcciones e instalaciones que la rodean. Adicionalmente se pretende evitar una falla por cortante en el suelo.

Cuando los mantos superficiales no tienen la resistencia suficiente, se recurre a una cimentación profunda, empleando generalmente pilotes que lleven las cargas a estratos adecuados.

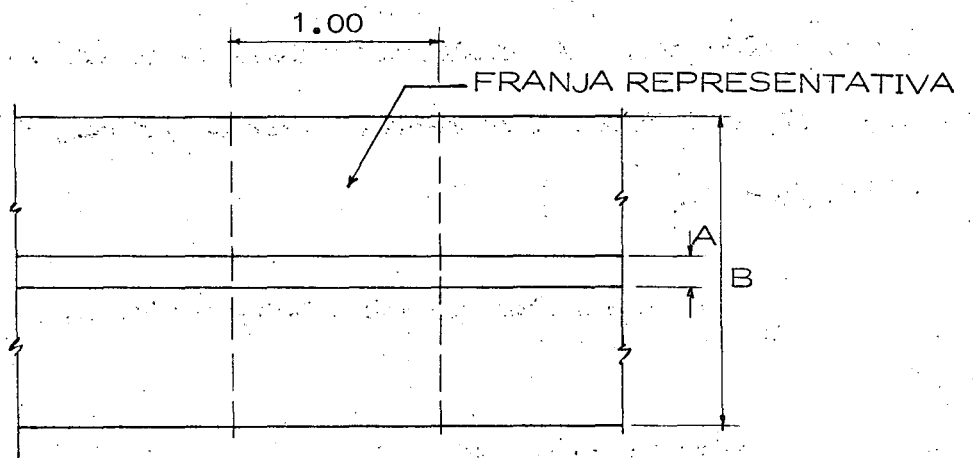
En suelos altamente compresibles, como el de la Ciudad de México, se emplean cimentaciones compensadas.

En este tipo de cimentación, se extrae una parte de suelo, cuyo peso equivale al de la construcción que se pretende cimentar.

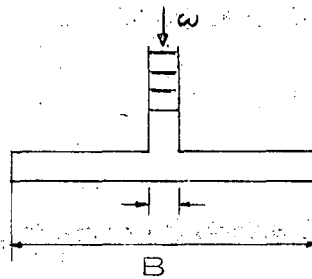
DISEÑO DE ZAPATAS DE CONCRETO REFORZADO

El diseño de todos los elementos de concreto se basará en el Reglamento A.C.I. 318 - 71).

Se estudiará en primer lugar una zapata corrida que recibe un muro.
(Ver figura 2).



PLANTA



CORTE

FIGURA (2)

Para el diseño de la zapata se deben tomar en cuenta los factores siguientes:

- 1) Carga por transmitir al suelo (w)
- 2) Capacidad del suelo (R_T) dato obtenido de la mecánica de suelos).
- 3) Calidad de los materiales

Una vez determinado el ancho de la zapata, en función de los puntos 1 y 2, es necesario considerarla como una losa en doble voladizo, sometida a flexión y cortante. Adicionalmente deben satisfacerse los requisitos de adherencia en las varillas de refuerzo. Por lo general, el estudio se hace para una franja unitaria.

Para ilustrar el caso supónganse los siguientes datos:

$$w = 7.5 \text{ T/M}$$

$$R_T = 4.5 \text{ T/M}^2$$

$$\text{Concreto } f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de carga: } 1.5$$

Para obtener el ancho de la zapata es necesario suponer un peso aproximado para ella. Se puede considerar un 5 a un 10% de la carga externa.

$$B = \frac{w}{R_T} = \frac{1.1 \times 7.5}{4.5} = 1.83$$

Se pondrá $B = 2.00 \text{ M}$

Esfuerzo real en el suelo $f = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ T/M}^2$

+ peso propio zapata (por verificar)

Peralte necesario por cortante.

El esfuerzo cortante, está dado por $V = \frac{Vu}{\phi b d} \leq 0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 \times \sqrt{200} = 7.3 \text{ Kg/cm}^2$ y la sección crítica se localiza a un peralte de la cara del muro.

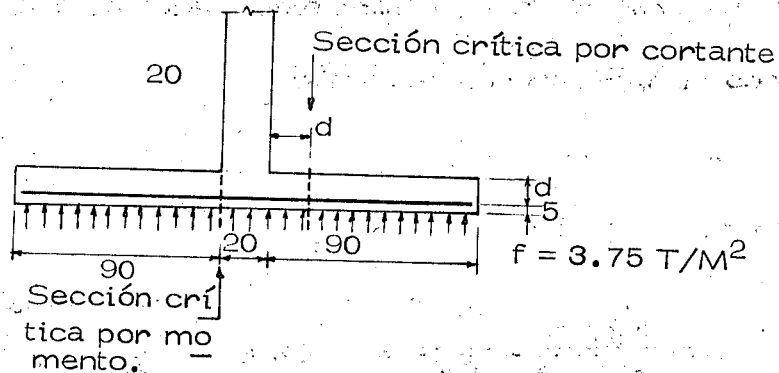


FIGURA (2 a)

El problema se resuelve por tanteos. Suponiendo $d = 10 \text{ cm}$,

$$Vu = 1.5 \times 3.75 (90 - .10) = 4.5 \text{ ton.}$$

$$d = \frac{Vu}{b v} = \frac{4500}{100 \times 0.85 \times 7.3} = 7.5 \text{ cm} < 10$$

Se dejarán los 10 cm supuestos. Peso propio 0.36 T/M^2

Esfuerzo en el suelo: $3.75 + 0.36 = 4.11 < 4.5 \text{ T/M}^2$. Se acepta.

Diseño por flexión.

La sección crítica por momento se localiza en el paño del muro.

$$M_u = 1.5 \times 3.75 \times \frac{0.90^2}{2} = 2.28 \text{ TM}$$

Para obtener el refuerzo necesario por flexión, se emplearán unas tablas que relacionan el parámetro $\frac{M_u}{\phi b d^2}$, con el porcentaje de refuerzo

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

Estas tablas que se ilustran en el apéndice (A), están obtenidas a partir de las hipótesis del A.C.I, para piezas sometidas a flexión con refuerzo de tensión y constituyen ayudas de diseño.

En este caso:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2.28 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 10^2} = 25.3$$

$$p = 0.00656$$

$$A_s = 0.00656 \times 100 \times 10 = 6.56 \text{ cm}^2$$

se usarán varillas N° 3 @ 10

Adicionalmente a las varillas de flexión, se requiere acero de temperatura cuya área está dada por:

$$A_{ST} = 0.0018 bt = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Se usará varillas N° 3 @ 26

Para satisfacer los requisitos de adherencia en una zapata, basta con que la varilla esté anclada, a partir de la sección crítica por flexión, una cantidad igual o mayor que la longitud de desarrollo.

En el mismo plan de ayudas de diseño se incluyen en el apéndice A, tablas que proporcionan las longitudes de desarrollo para todos los diámetros de varilla y diferentes calidades de concreto y acero.

En este caso, la varilla del N° 3 del lecho inferior, con las calidades de materiales especificadas, requiere una longitud de desarrollo de 22.7 cm, valor menor que el disponible. Por lo tanto se satisfacen los requisitos de adherencia.

ZAPATAS AISLADAS

El diseño es similar al de las zapatas corridas, solo que en este caso, el trabajo por flexión es en dos direcciones y la falla por cortante tiene dos posibilidades. La primera consiste en una falla por penetración de la columna en la zapata y la segunda es una falla por tensión diagonal similar a la de una losa. Se ilustran a continuación las secciones críticas por flexión y cortante.

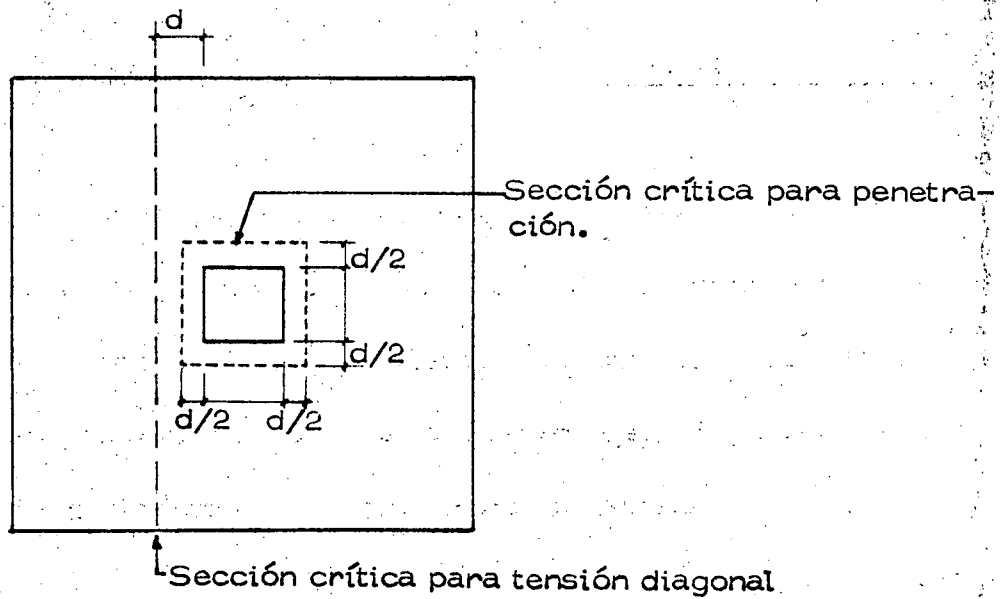
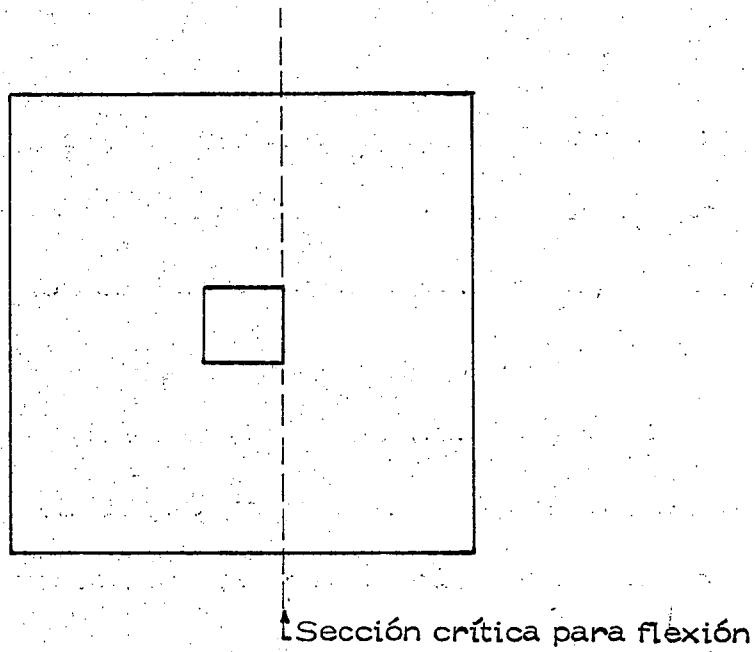


FIGURA (3)

Generalmente se supone que la reacción del suelo se distribuye uniformemente en toda el área de la zapata, si es que sólo existe carga axial en la columna y en caso de existir carga axial y momento, la reacción se considerará distribuída linealmente.

Para ilustrar el caso, se tomará uno de los dos problemas que se han estudiado a lo largo del curso, o sea el problema del conjunto habitacional, que por razones de expansividad de la arcilla sobre las que se apoyan las casas, requiere un sistema de cimentación a base de zapatas aisladas localizadas en puntos estratégicos.

Se diseñará pues, una de las zapatas, que en este caso están sometidas a carga axial pura.

Datos del problema

Descarga $P = 4.6$ ton

Capacidad del suelo: 10 ton/m^2 . En este caso, este valor es el que se considera adecuado para anular las expansiones del suelo.

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$. Acero $F_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$ Factor de carga 1.5

Para tomar en cuenta el peso propio de la zapata se incrementará P en un 10%, es decir se considerará una carga de 5.0 ton.

$$\text{Area necesaria} = \frac{5.0}{10.0} = 0.5 \text{ m}^2$$

Con una zapata cuadrada, $B = 0.70 \text{ m}$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo: } f = \frac{4.6}{0.7^2} = 9.4 \text{ ton/m}^2$$

+ peso propio cimentación

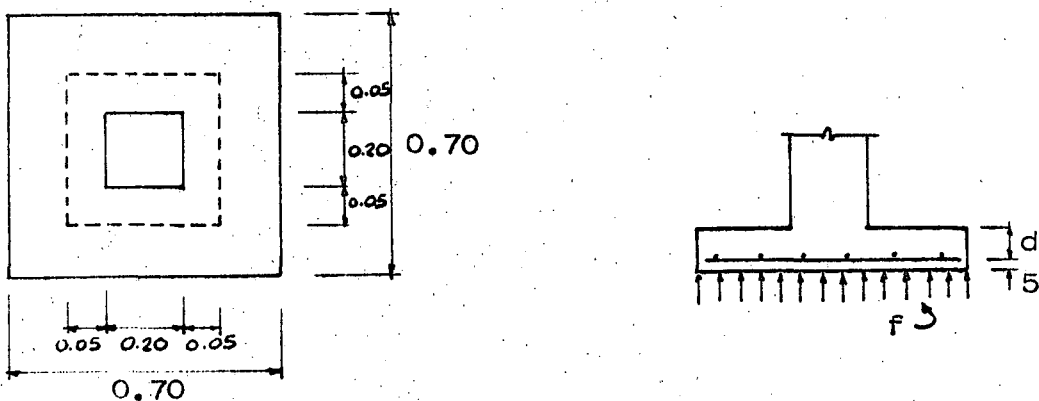


FIGURA (4)

El peralte, en general queda gobernado por cortante de penetración y para su obtención se procede por tanteos.

Suponiendo $d = 10$ cm

$$v = \frac{V_u}{\phi b_0 d} < f'_c$$
 esfuerzo admisible para este tipo de falla.

$V_u = 1.5 \times 9.4 (0.7^2 - 0.3^2) = 5.6$ ton, cortante último, igual a la carga total alrededor de la sección crítica, multiplicada por el factor de carga.

$$\phi = 0.85$$

$b_0 = 4 \times 0.30 = 1.20$ m, perímetro de la sección crítica.

$$v = \frac{5600}{0.85 \times 120 \times 10} = 5.4 \text{ Kg/cm}^2 < \sqrt{150} = 12.2 \text{ Kg/cm}^2, \text{ aceptable.}$$

Se revisará ahora por cortante como viga ancha.

$$v = \frac{V_u}{\phi b d} \leq 0.5 \sqrt{f'_c} = 6.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$V_u = 1.5 \times 9.4 (0.35 - 0.20) \times 0.70 = 1.5$ ton

$$b = 0.70$$

$$v = \frac{1500}{0.85 \times 70 \times 10} = 2.5 \text{ Kg/cm}^2 < 6.1 \text{ aceptable.}$$

No conviene, por razones constructivas reducir el peralte, aún cuando estructuralmente es factible.

Diseño del refuerzo por flexión

$$M_u = 1.5 \times 9.4 \times \frac{(0.35 - 0.10)^2}{2} \times 0.7 = 0.31 \text{ TM}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{31000}{0.90 \times 70 \times 10^2} = 5$$

Empleando las tablas del apéndice (A), se obtiene:

$P = 0.0017$. Se pondrá el mínimo = 0.0020 para el tipo de acero especificado.

$$A_s = 0.0020 \times 70 \times 10 = 1.4 \text{ cm}^2$$

ϕ 3/8 e 35 en las dos direcciones.

La adherencia se revisa en la misma forma que en el ejemplo anterior, es decir verificando que las varillas estén ancladas una longitud mayor que la de desarrollo, que en este caso es de 17 cm, "más allá" de la sección crítica por momento, valor menor que el disponible.

ZAPATAS CON CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se estudiará el caso más general, que corresponde al caso de zapatas para columnas con carga axial y flexión en dos direcciones.

De acuerdo con la hipótesis de distribución lineal de la reacción del suelo, se pueden tener dos casos:

- a) La resultante de la carga y los momentos cae dentro del núcleo central del área de la zapata. En este caso es aplicable la fórmula de la esquadria para el cálculo de esfuerzos sobre el suelo.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} x \pm \frac{M_y}{I_y} y, \text{ donde:}$$

f = esfuerzo sobre el suelo en un punto dado

P = carga sobre la columna

A = área de la zapata

M_x, M_y = momentos de flexión alrededor de dos ejes ortogonales (X, Y)

I_x, I_y = momento de inercia del área de la zapata alrededor de los ejes X, Y.

x, y = coordenadas del punto escogido

La ecuación anterior es válida cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

- 1) La zapata es simétrica con respecto a los ejes X, Y.
- 2) La zapata es simétrica con respecto al eje X, y la excentricidad $e_y = \frac{M_x}{P} = 0$
- 3) La zapata es simétrica con respecto al eje Y, y la excentricidad $e_x = \frac{M_y}{P} = 0$

Para una zapata rectangular de dimensiones L x B, la ecuación citada equivale a la siguiente:

$$f = \frac{P}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e_L}{L} \pm 6 \frac{e_B}{B} \right)$$

donde e_L y e_B son las excentricidades paralelas a los lados L y B respectivamente. (Fig. 5)

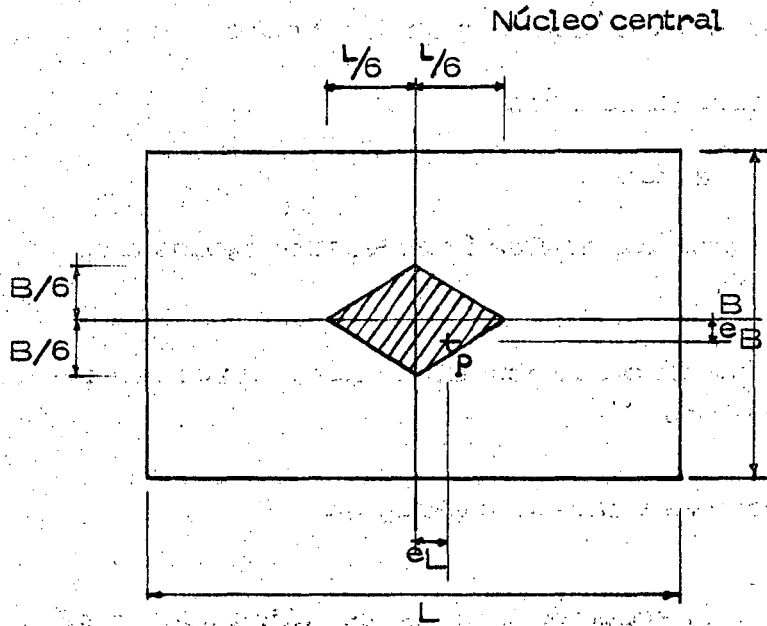


FIGURA (5)

- b) Cuando las excentricidades e_L y e_B son tales que la carga P se sale del núcleo central, la ecuación anterior proporciona un valor negativo de f , que indica aparición de tensiones, entre el suelo y la zapata. - Esto no es posible y se requiere aplicar otro procedimiento que tome en cuenta condiciones de equilibrio entre la carga P y la reacción del suelo.

Tal procedimiento es sumamente laborioso, desde el punto de vista numérico y en general se recurre a la ayuda de gráficas o tablas aplicables a zapatas cuadradas o circulares.

En el apéndice (A) se incluye una gráfica tomada de la referencia bibliográfica (1).

En cualquiera de los dos casos, el problema se tiene que resolver por tanteos, es decir, para una condición de P , M_x , M_y , se debe suponer un área para la zapata, con la que se calculará el esfuerzo máximo y se comparará con el permisible, ajustándose las dimensiones hasta lograr una concordancia aceptable entre ellos.

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata en planta, el penalte estará condicionado por los requisitos de cortante, en forma similar al caso de zapatas sin momento.

Por último, se proporcionará el refuerzo necesario para resistir la flexión que provoca la reacción del suelo, representada por un volumen de esfuerzos de forma geométrica especial.

ZAPATAS CORRIDAS PARA DOS O MAS COLUMNAS

Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto en la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales, o bien para ligar una columna de lindero con un interior y evitar así la solución con zapata excéntrica. En la figura N°1 se muestra una zapata de este tipo.

A fin de aumentar la rigidez de estas zapatas, se acostumbra colocar una trabe que una las columnas y que desarrolle por flexión, el trabajo en la dirección longitudinal. En la dirección transversal, el trabajo es similar al de una losa en doble voladizo.

Uno de los aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento de una zapata corrida, consiste en lograr coincidencia entre la resultante de las cargas de las columnas y el centroide geométrico del área de la zapata, especialmente cuando el suelo es compresible, ya que en esta forma, los posibles asentamientos serán uniformes.

Para lograr lo anterior, se recurre a alguna de las soluciones siguientes:

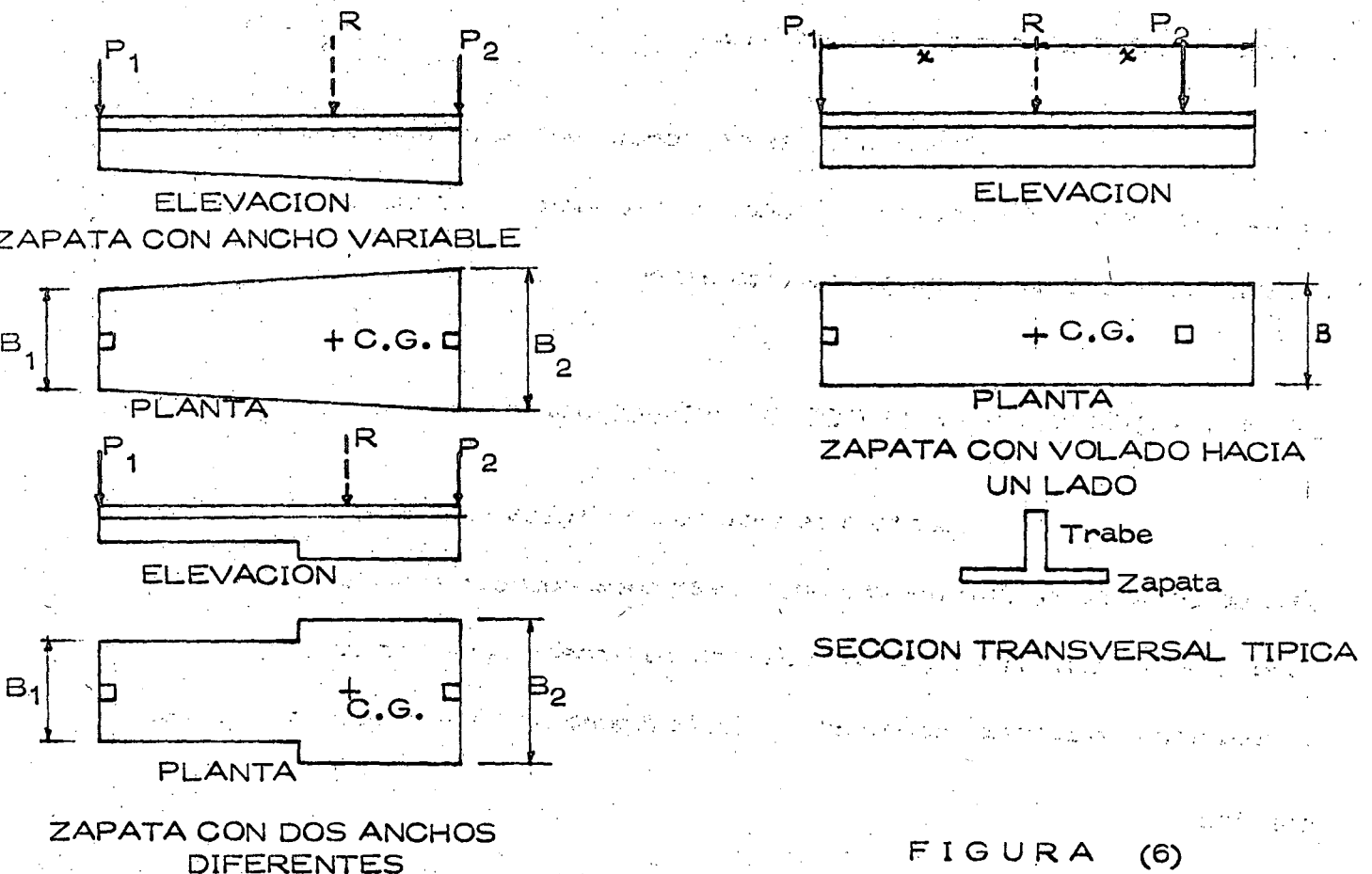


FIGURA (6)

Una vez centrada la resultante, se tiene un sistema isostático, en el que fácilmente se pueden calcular los momentos y cortantes para el diseño de la trabe.

La zapata se analizará como losa en voladizo sometida a la reacción del suelo.

Para el diseño, tanto de la losa como de la trabe, se emplea el criterio que se ilustrará en el ejemplo numérico correspondiente a una losa corrida.

LOSAS Y CAJONES DE CIMENTACION

Cuando en una estructura, la magnitud de las cargas sobre la cimentación requiere más del 50% del área total disponible, es conveniente emplear una losa corrida. Esto obviamente ocurrirá en suelos de baja capacidad de carga.

La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una retícula de trabes colocadas por encima o por debajo de la losa. Eventualmente se emplea una losa plana sin trabes, con lo que se consigue reducir el volumen de excavación, o cambio de perder rigidez y propiciar con ello mayores deformaciones, especialmente en terreno blando.

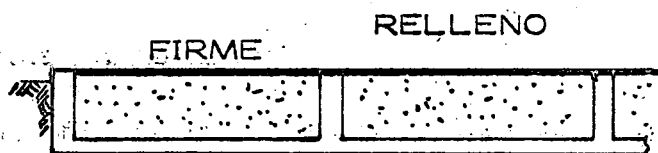
Quando el suelo es excesivamente compresible, como la arcilla de la Ciudad de México, generalmente se recurre a una cimentación - compensada (parcial ó totalmente), empleándose para tal fin un cajón formado por dos losas y una retícula de trabes.

Ocasionalmente la losa inferior se substituye por una serie de cascarones cilíndricos, obteniéndose cierto ahorro de concreto y refuerzo, a cambio de requerirse una construcción más cuidadosa. En este caso - las trabes transversales hacen las veces de tímpanos.

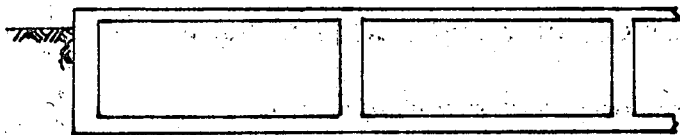
En la figura (7) se muestran los tipos de cimentación - descritos.



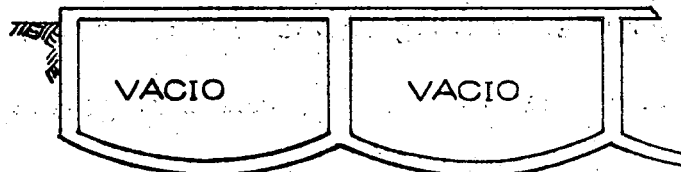
LOSA CON TRABES HACIA ABAJO



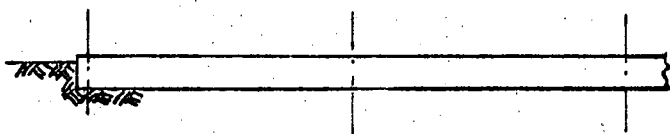
LOSA CON TRABES HACIA ARRIBA



CAJON CON DOS LOSAS Y TRABES



CAJON CON CASCARONES, TRABES Y TIMPANOS



LOSA PLANA SIN TRABES.

FIGURA (7)

Para el análisis de este tipo de cimentaciones, se considera que se trata de un sistema aislado de la superestructura y sometido a las cargas que ésta le transmite a través de las columnas y a la reacción del suelo. Adicionalmente debe considerarse el peso propio de la cimentación, en forma de una carga uniformemente distribuida en el área de contacto.

En estas condiciones puede suponerse que la losa recibe la reacción del suelo y la transmite a las trabes y éstas a su vez, transmiten a las columnas en forma de fuerzas cortantes, un conjunto de fuerzas que equilibran las cargas existentes en cada una de las columnas.

Ahora bien, uno de los aspectos más importantes del problema consiste en la interacción que existe en el conjunto cimentación-suelo, la que representa la principal dificultad analítica del mismo, pues la reacción del suelo, su distribución, depende tanto de las características del elemento cimentación como de las del suelo.

Para entender este concepto, supóngase una losa de cimentación apoyada sobre un suelo de determinado grado de compresibilidad.

Como una primera aproximación, considérese una reacción del suelo, uniforme. El análisis de la losa bajo esta consideración, proporciona una determinada condición de flexión y consecuentemente una configuración deformada. Pero las deformaciones en cada punto de la losa, están limitadas por las características del suelo, ya que si éste se deforma más que la losa, el trabajo de ésta, tiene que modificarse para lograr esa compatibilidad.

Esto se puede hacer por aproximaciones sucesivas, aunque el procedimiento es lento y excesivamente complicado, desde el punto de vista numérico. Por tal motivo, se han ideado métodos aproximados para estimar los elementos mecánicos que permiten obtener diseños con un adecuado funcionamiento y un razonable factor de seguridad. Algunos de estos métodos se describen a continuación.

- 1) Análisis de la cimentación como piso invertido, sometido a la reacción del suelo y con apoyos fijos en las columnas. El método es muy burdo pues se ignoran los desplazamientos de la cimentación.

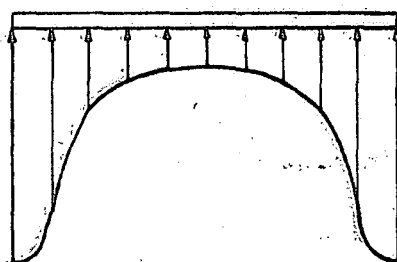
En este método, las losas se consideran apoyadas en las trabes y éstas se analizan como vigas continuas apoyadas en las columnas. La reacción del suelo se considera uniformemente distribuída en toda el área, para lo cual se requiere que exista coincidencia entre la resultante de las cargas y el centroide del área de la cimentación.

- 2) Análisis de la cimentación como un sistema rígido flotante, sometido a las cargas de las columnas y a la reacción del suelo. Las deformaciones de la cimentación no modifican la distribución de presiones del suelo.

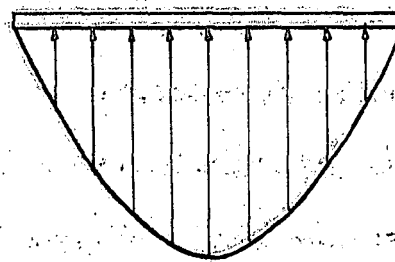
En este caso es conveniente considerar para la reacción del suelo, una distribución que se asemeje a la real, de acuerdo con las características de compresibilidad del mismo.

En la figura (8) se muestran distribuciones típicas de la reac-

ción para suelos arcillosos y para suelos arenosos.



DISTRIBUCION DE PRE-
SIONES EN SUELO AR-
CILLOSO - CIMEN-
TACION RIGIDA.



DISTRIBUCION DE PRESIONES
EN SUELO ARENOSO - CIMEN-
TACION RIGIDA.

FIGURA (8)

Puesto que en este método no se limitan los desplazamientos - de la cimentación, el análisis de la retícula corresponde al de un emparillado con cargas perpendiculares a su plano.

Este, que es un problema de análisis estructural, se puede resolver por diferentes métodos, tales como los de aproximaciones sucesivas, el método "Pendiente-deformación" ó métodos matriciales que son fácilmente programables.

- 3) Análisis de la cimentación como un sistema rígido apoyado en una serie de resortes elásticos. Cada resorte se caracteriza por una constante, que es igual al módulo de reacción del suelo y que se define en la forma siguiente:

$$K = \frac{q}{S}, \text{ donde}$$

K = módulo de reacción

q = presión sobre la losa en un punto determinado

S = asentamiento en el punto considerado

Se considera que la constante de cada resorte no es afectada por los demás.

Generalmente se considera un resorte en cada nudo de la retícula.

Debe tenerse en cuenta que la precisión en los resultados, no depende de la aproximación numérica que se obtenga en el análisis estructural, sino más bien en la compatibilidad que se logre entre las deformaciones de la cimentación y los asentamientos del suelo. O sea que los métodos anteriores solo representan una parte de la solución al problema; sin embargo, la experiencia demuestra que son razonablemente adecuados para la mayor parte de los casos.

Para ilustrar el diseño de un cajón, se resolverá la cimentación de un edificio ubicado en la Ciudad de México y que corresponde al otro problema estudiado a lo largo del curso. (Ejemplo N° 2).

Este caso corresponde a una cimentación sobrecompensada, aspecto motivado por la excesiva excavación requerida por razones funcionales.

Las expansiones teóricas han sido calculadas bajo la suposición de cimentación flexible, sin embargo al proyectar una cimentación tipo cajón, se persigue igualar estas deformaciones y hacer que la emersión del edificio sea uniforme.

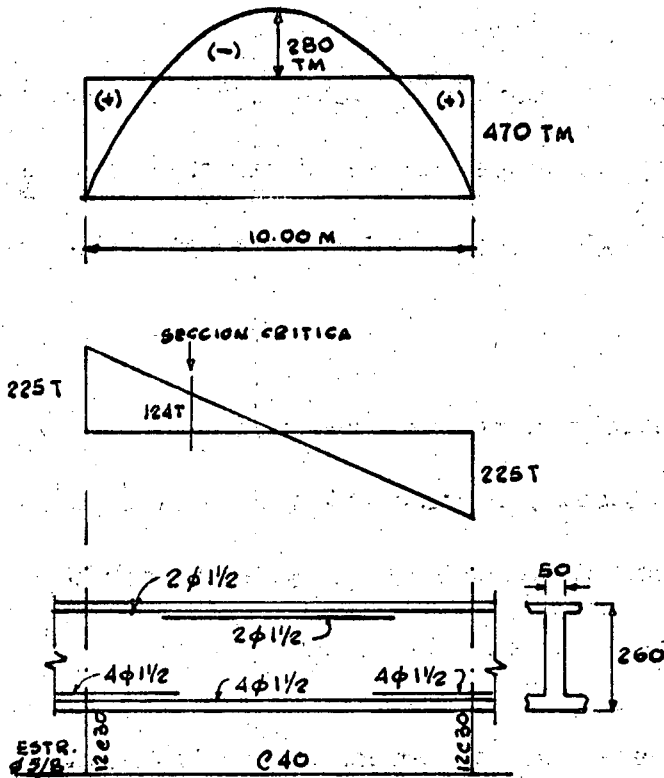
El análisis de la cimentación como piso invertido, proporciona los momentos y los cortantes en las trabes y corresponden a los de una serie de vigas continuas apoyadas en las columnas. Se sugiere el método de Cross o el de Kani para la solución de esta parte del problema.

En la figura N° 9 se presentan los aspectos principales del diseño de un tramo de trabe interior, a partir de sus diagramas de momentos y cortantes.

El análisis y diseño de un tablero de losa se ilustra en la figura N° 10. Se empleó para el análisis el método de coeficientes del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Un punto importante en toda cimentación tipo cajón, es el diseño de los muros de retención, los que se analizan como losas sometidas a la presión horizontal que produce el suelo. Una vez valuados los momentos, el dimensionamiento es similar al de una losa ordinaria.

DISEÑO DE UN TRAMO DE TRABE INTERIOR



Sección propuesta 50 x 260

Concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Acero $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Factor de carga 1.5

$\phi = 0.9$ para flexión

$\phi = 0.85$ para cortante

Se emplearán las tablas del apéndice (A) para obtener los porcentajes de refuerzo por flexión.

FIGURA (9)

a) Diseño por flexión

Momento positivo en apoyos:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1.5 \times 470 \times 10^5}{0.90 \times 50 \times 250^2} = 25.0 \quad p = 0.00635 \quad A_s = 0.00635 \times 50 \times 250 = 79 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 8 varillas $\phi 1 \frac{1}{2}$ (4 corridas y 4 bastones)

Momento negativo en el centro del claro:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1.5 \times 280 \times 10^5}{0.90 \times 50 \times 250^2} = 14.9, \quad p = 0.00368 \quad A_s = 0.00368 \times 50 \times 250 = 45 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 4 varillas $\phi 1 \frac{1}{2}$ (2 corridas y 2 bastones)

b) Diseño por cortante

$V = 124$ ton en la sección crítica

$$v = \frac{V}{\phi bd} = \frac{1.5 \times 124000}{0.85 \times 50 \times 250} = 17.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Capacidad del concreto solo $V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} = 7.9 \text{ Kg/cm}^2 < v$

Se requiere refuerzo por cortante

Con estribos $\phi 5/8''$ de 2 ramas:

$$S_s = \frac{A_v F_y}{(v - v_c) b} = \frac{2 \times 1.93 \times 4200}{(17.5 - 7.9) \times 50} = 33 \text{ cm.}$$

Se pondrán 12 ϕ 30 y el resto ϕ 40

DISEÑO DE UN TABLERO INTERIOR DE LOSA

DATOS

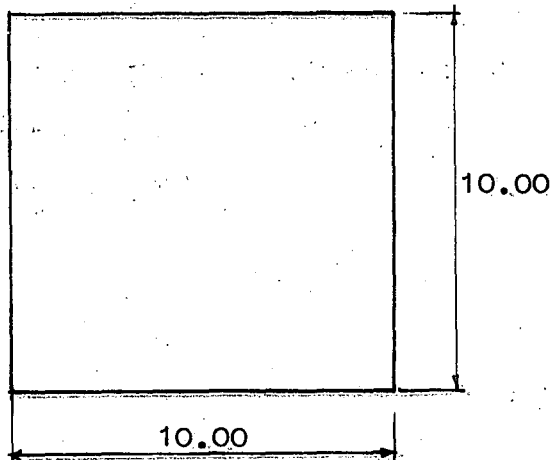


FIGURA (10)

Carga de diseño: 9 T/m^2

Concreto $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Acero $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Factor de carga 1.5

$\phi = 0.9$

Se empleará el método de coeficientes

del Reglamento de Construcciones del

Distrito Federal.

Losa colada monolíticamente con las trabes.

Perálte propuesto:

$$d = 40 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

SOLUCION

$$M = C \times l_1^2$$

C = coeficiente

w = carga

l_1 = claro corto

Relación de lados = 1.0

Momento negativo en los 4 bordes:

$$C = 0.0288$$

$$M = 0.0288 \times 9 \times 10^2 = 25.9 \text{ TM/M}$$

$$\frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{1.5 \times 25.9 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 26.9; \quad p = 0.00660 \quad A_s = 0.00660 \times 100 \times 40$$
$$= 26.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 3/4" @ 10 \text{ cm}$$

Momento positivo en el centro del claro:

$$C = 0.0126$$

$$M = 0.0126 \times 9 \times 10^2 = 11.3 \text{ TM/M}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1.5 \times 11.3 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 40^2} = 11.8; \quad p = 0.00288 \quad A_s = 0.00288 \times 100 \times 40$$

$$= 11.5 \text{ cm}^2/\text{M}$$

$$\phi \text{ } 3/4 \text{ @ } 25 \text{ cm}$$

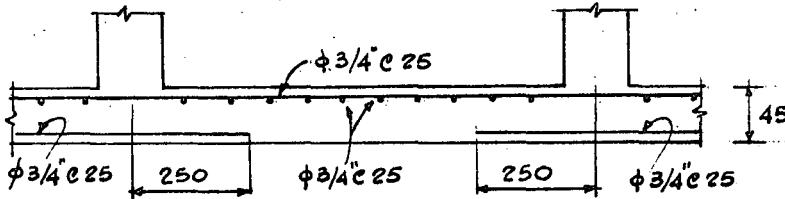


FIGURA (10)

Se presentará por último el análisis estructural de una retícula que corresponde a una cimentación tipo losa ó cajón.

En este caso el problema se resolvió por medio del programa STRESS y con ayuda de una computadora IBM - 1130 (Ver referencia bibliográfica 4).

Este programa, que opera en lenguaje Fortran, resuelve estructuras de los siguientes tipos:

Armaduras y marcos planos con cargas en su plano

Armaduras y marcos en el espacio con cargas de cualquier tipo

Retículas con cargas perpendiculares a su plano.

En las hojas siguientes se muestra el desarrollo del problema, en el que se indican los datos del mismo.

Debe notarse que se introdujeron tres apoyos ficticios en la retícula, mismos que sirven para definir un plano de referencia para los desplazamientos.

mientos de la estructura. Obviamente si las cargas actuantes están en equilibrio con la reacción del suelo, las reacciones en esos apoyos deben ser nulas.

STRUCTURE CIMENTACION C.E.C.

TYPE PLANE GRID

NUMBER OF JOINTS 16

NUMBER OF MEMBERS 24

NUMBER OF SUPPORTS 3

NUMBER OF LOADINGS 1

JOINT COORDINATES

1 0.00 0.00

2 0.00 5.00

3 0.00 10.00

4 0.00 15.00 S

5 5.00 0.00

6 5.00 5.00

7 5.00 10.00

8 5.00 15.00

9 10.00 0.00 S

10 10.00 5.00

11 10.00 10.00

12 10.00 15.00

13 15.00 0.00

14 15.00 5.00

15 15.00 10.00

16 15.00 15.00 S

JOINT RELEASES

4 MOMENT X Y

9 MOMENT X Y

16 MOMENT X Y

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 12 AX 0.33 IX 0.0160 IY 0.0333

13 THRU 24 AX 0.31 IX 0.0070 IY 0.0703

MEMBER INCIDENCES

1 1 2

2 2 3

3 3 4

4 13 14

5 14 15

6 15 16

7 1 5

8 4 8

9 9 13

10 12 16

11 5 9

12 8 12

13 5 6

14 6 7

15 7 8

16 9 10

17 10 11

18 11 12

19 2 6

20 3 7

21 10 14

22 11 15

23 6 10

24 7 11

CONSTANT E 1400000.00 ALL

TABULATE ALL

LOADING I CARGA VERTICAL

MEMBER LOADS

1 THRU 10 FORCE Z UNIF W 3.98

11 THRU 12 FORCE Z UNIF W 5.47

13 THRU 22 FORCE Z UNIF W 7.96

23 THRU 24 FORCE Z UNIF W 10.94

JOINT LOADS

1 FORCE Z -25.00

2 FORCE Z -30.00

3 FORCE Z -30.00

4 FORCE Z -25.00

5 FORCE Z -40.00

6 FORCE Z -120.00

7 FORCE Z -120.00

8 FORCE Z -40.00

9 FORCE Z -40.00

10 FORCE Z -120.00

11 FORCE Z -120.00

12 FORCE Z -40.00

13 FORCE Z -25.00

14 FORCE Z -30.00

15 FORCE Z -30.00

16 FORCE Z -25.00

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED. EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE CIMENTACION C.E.C.

LOADING I CARGA VERTICAL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	-12.748	-4.790	5.02
1	2	-7.151	4.790	8.96
2	2	-9.971	-0.169	7.72
2	3	-9.928	0.169	7.83
3	3	-7.220	4.480	-8.93
3	4	-12.679	-4.480	-4.71
4	13	-12.712	4.552	4.77
4	14	-7.187	-4.552	9.03
5	14	-9.909	-0.115	-7.90
5	15	-9.990	0.115	7.70
6	15	-7.167	-4.747	-8.92
6	16	-12.732	4.747	4.98
7	1	-12.251	5.024	4.79
7	5	-7.648	-5.024	6.71
8	4	-12.161	-4.717	4.48
8	8	-7.738	4.717	8.57
9	9	-7.612	-4.779	-7.18
9	13	-12.287	4.779	-4.55
10	12	-7.693	4.984	6.53
10	16	-12.206	-4.984	4.74
11	5	-21.940	0.157	-5.25
11	9	-21.811	-0.157	5.80
12	8	-21.858	0.148	-5.25
12	12	-21.901	-0.148	5.08
13	5	-10.402	-1.463	-4.86
13	6	-29.397	1.463	-42.62
14	6	-19.897	-0.072	4.44
14	7	-19.902	0.072	-47.40
15	7	-29.397	1.318	42.62
15	8	-10.402	-1.318	4.86
16	9	-10.256	1.335	-4.93
16	10	-29.443	-1.335	42.77
17	10	-19.921	-0.058	41.58
17	11	-19.878	0.058	-41.48
18	11	-29.395	-1.446	42.64

18	12	-10.404	1.446	4.83
19	2	-12.877	1.243	4.62
19	6	-26.922	-1.243	-30.49
20	3	-12.850	-1.098	-4.64
20	7	-26.949	1.098	-30.59
21	10	-26.897	-1.122	30.31
21	14	-12.902	-1.122	4.65
22	11	-26.958	1.225	30.65
22	15	-12.841	-1.225	4.63
23	6	-43.782	0.067	29.10
23	10	-43.737	-0.067	-28.92
24	7	-43.751	-0.065	29.20
24	11	-43.768	-0.065	-29.27

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
1	-24.999	0.000	-0.00
2	-29.999	-0.000	-0.00
3	-30.000	-0.000	0.00
5	-40.000	0.000	0.00
6	-120.000	0.000	-0.00
7	-120.000	-0.000	-0.00
8	-39.999	0.000	0.00
10	-120.000	-0.000	-0.00
11	-120.000	-0.000	0.00
12	-40.000	0.000	0.00
13	-25.000	0.000	-0.00
14	-30.000	-0.000	0.00
15	-29.999	-0.000	0.00

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
4	-24.841	0.000	0.00
9	-39.779	-0.000	0.00
16	-24.938	-0.000	0.00

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
1	-0.0211	0.0033	-0.0042
2	-0.0063	0.0022	-0.0015
3	0.0006	0.0005	-0.0014
5	-0.0029	0.0005	-0.0032
6	0.0001	0.0006	-0.0013

7	0.0065	0.0019	-0.0012
8	0.0177	0.0020	-0.0029
10	0.0014	0.0005	0.0010
11	0.0073	0.0018	0.0011
12	0.0177	0.0019	0.0029
13	-0.0167	0.0030	0.0037
14	-0.0034	0.0019	0.0012
15	0.0021	0.0002	0.0012

SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

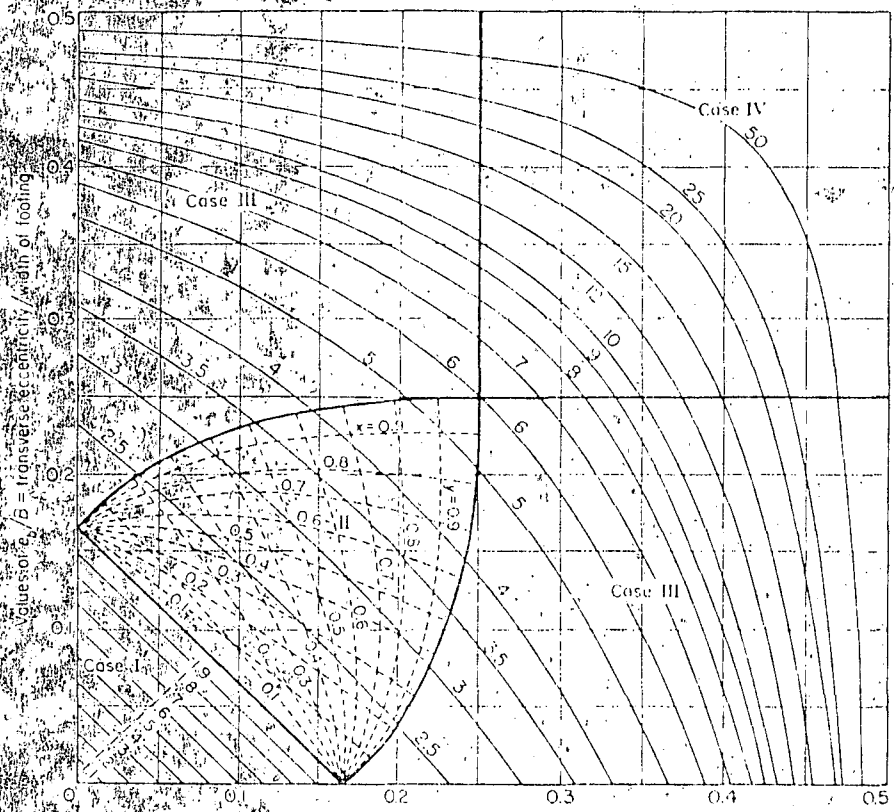
JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
4	0.0000	-0.0005	-0.0039
9	0.0000	0.0004	0.0027
16	0.0000	-0.0008	0.0039

BIBLIOGRAFIA

- (1) Foundation Design.- Wayne C. Teng. Prentice - Hall, Inc.
- (2) Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI - 318-71.
I.M.C.Y.C.
- (3) Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- (4) Structural Engineering System Solver (Análisis de Estructuras mediante computadora) Centro de Cálculo - Facultad de Ingeniería.

A P E N D I C E (A)

AYUDAS DE DISEÑO



Values of e_1/L = longitudinal eccentricity/length of footing
 Solid curves give values of K .
 Maximum pressure $p_{max} = K \times Q/BL$
 Q = concentrated load on footing

<p>Case I</p> <p>$p_{max} = \frac{Q}{BL} (1 + 6e_1/L + 6\frac{e_1^2}{B^2})$</p>	<p>Case III</p> <p>$D = \frac{L(1+2R+3R^2)}{3(1+R+R^2)}$ $A = \frac{M(1-R+R^2+R^3)}{4(1+R+R^2)}$ $R = N/M$ $p_{max} = \frac{6Q}{LM(1+R+R^2)}$</p>
<p>Case II</p> <p>$p_{max} = Q/BL$ x and y from chart</p>	<p>Case IV</p> <p>$p_{max} = \frac{3Q}{bGH}$</p>

(d) Rectangular footing, double eccentricity. After AREA.

FY ACERO = 3000.00

FC CONCRETU = 200.00

PORCENTAJ

P	ML/BD2	P	ML/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
0.003-	0.14	0.246-	7.21	0.480-	13.97	0.727-	20.41	0.968-	26.56	1.209-	32.39
0.010-	0.29	0.250-	7.35	0.491-	14.10	0.732-	20.54	0.973-	26.68	1.214-	32.50
0.014-	0.43	0.255-	7.49	0.496-	14.23	0.737-	20.67	0.978-	26.79	1.219-	32.62
0.019-	0.58	0.260-	7.62	0.501-	14.36	0.742-	20.79	0.983-	26.91	1.223-	32.73
0.024-	0.72	0.265-	7.76	0.506-	14.49	0.747-	20.92	0.987-	27.03	1.228-	32.84
0.029-	0.86	0.270-	7.90	0.511-	14.63	0.751-	21.04	0.992-	27.15	1.233-	32.95
0.034-	1.01	0.275-	8.04	0.515-	14.76	0.756-	21.17	0.997-	27.27	1.238-	33.07
0.039-	1.15	0.279-	8.17	0.520-	14.89	0.761-	21.29	1.002-	27.39	1.243-	33.18
0.043-	1.30	0.284-	8.31	0.525-	15.02	0.766-	21.42	1.007-	27.51	1.247-	33.29
0.048-	1.44	0.289-	8.45	0.530-	15.15	0.771-	21.54	1.011-	27.63	1.252-	33.41
0.053-	1.58	0.294-	8.59	0.535-	15.28	0.775-	21.67	1.016-	27.75	1.257-	33.52
0.058-	1.73	0.299-	8.72	0.539-	15.41	0.780-	21.79	1.021-	27.87	1.262-	33.63
0.063-	1.87	0.305-	8.86	0.544-	15.54	0.785-	21.92	1.026-	27.98	1.267-	33.74
0.067-	2.01	0.308-	9.00	0.549-	15.67	0.790-	22.04	1.031-	28.10	1.272-	33.85
0.072-	2.15	0.313-	9.13	0.554-	15.80	0.795-	22.17	1.036-	28.22	1.276-	33.97
0.077-	2.30	0.318-	9.27	0.559-	15.93	0.800-	22.29	1.040-	28.34	1.281-	34.08
0.082-	2.44	0.323-	9.41	0.564-	16.06	0.804-	22.41	1.045-	28.46	1.286-	34.19
0.087-	2.58	0.328-	9.54	0.568-	16.19	0.809-	22.54	1.050-	28.57	1.291-	34.30
0.092-	2.72	0.332-	9.68	0.573-	16.32	0.814-	22.66	1.055-	28.69	1.296-	34.41
0.096-	2.87	0.337-	9.81	0.578-	16.45	0.819-	22.78	1.060-	28.81	1.300-	34.52
0.101-	3.01	0.342-	9.95	0.583-	16.58	0.824-	22.91	1.064-	28.93	1.305-	34.64
0.106-	3.15	0.347-	10.08	0.588-	16.71	0.828-	23.03	1.069-	29.04	1.310-	34.75
0.111-	3.29	0.352-	10.22	0.592-	16.84	0.833-	23.15	1.074-	29.16	1.315-	34.86
0.116-	3.43	0.356-	10.36	0.597-	16.97	0.838-	23.28	1.079-	29.28	1.320-	34.97
0.120-	3.57	0.361-	10.49	0.602-	17.10	0.843-	23.40	1.084-	29.39	1.325-	35.08
0.125-	3.72	0.366-	10.63	0.607-	17.23	0.848-	23.52	1.089-	29.51	1.329-	35.19
0.130-	3.86	0.371-	10.76	0.612-	17.36	0.853-	23.65	1.093-	29.63	1.334-	35.30
0.135-	4.00	0.376-	10.90	0.617-	17.49	0.857-	23.77	1.098-	29.74	1.339-	35.41
0.140-	4.14	0.381-	11.03	0.621-	17.62	0.862-	23.89	1.103-	29.86	1.344-	35.52
0.145-	4.28	0.385-	11.17	0.626-	17.74	0.867-	24.01	1.108-	29.98	1.349-	35.63
0.149-	4.42	0.390-	11.30	0.631-	17.87	0.872-	24.14	1.113-	30.09	1.353-	35.74
0.154-	4.56	0.395-	11.43	0.636-	18.00	0.877-	24.26	1.117-	30.21	1.358-	35.85
0.159-	4.70	0.400-	11.57	0.641-	18.13	0.881-	24.38	1.122-	30.32	1.363-	35.96
0.164-	4.84	0.405-	11.70	0.645-	18.26	0.886-	24.50	1.127-	30.44	1.368-	36.07
0.169-	4.98	0.409-	11.84	0.650-	18.38	0.891-	24.62	1.132-	30.56	1.373-	36.18
0.173-	5.12	0.414-	11.97	0.655-	18.51	0.896-	24.75	1.137-	30.67	1.378-	36.29
0.178-	5.26	0.419-	12.11	0.660-	18.64	0.901-	24.87	1.142-	30.79	1.382-	36.40
0.182-	5.40	0.424-	12.24	0.665-	18.77	0.906-	24.99	1.146-	30.90	1.387-	36.51
0.187-	5.54	0.429-	12.37	0.670-	18.90	0.910-	25.11	1.151-	31.02	1.392-	36.62
0.193-	5.68	0.434-	12.51	0.674-	19.02	0.915-	25.23	1.156-	31.13	1.397-	36.72
0.197-	5.82	0.438-	12.64	0.679-	19.15	0.920-	25.35	1.161-	31.25	1.402-	36.83
0.202-	5.96	0.443-	12.77	0.684-	19.28	0.925-	25.47	1.166-	31.36	1.406-	36.94
0.207-	6.10	0.448-	12.91	0.689-	19.40	0.930-	25.59	1.170-	31.48	1.411-	37.05
0.212-	6.24	0.453-	13.04	0.694-	19.53	0.934-	25.71	1.175-	31.59	1.416-	37.16
0.217-	6.38	0.458-	13.17	0.698-	19.66	0.939-	25.83	1.180-	31.70	1.421-	37.27
0.222-	6.52	0.462-	13.30	0.703-	19.78	0.944-	25.96	1.185-	31.82	1.426-	37.37
0.226-	6.66	0.467-	13.44	0.708-	19.91	0.949-	26.08	1.190-	31.93	1.431-	37.48
0.231-	6.79	0.472-	13.57	0.713-	20.04	0.954-	26.20	1.195-	32.05	1.435-	37.59
0.236-	6.93	0.477-	13.70	0.718-	20.16	0.959-	26.32	1.199-	32.16	1.440-	37.70
0.241-	7.07	0.482-	13.83	0.722-	20.29	0.963-	26.44	1.204-	32.27	1.445-	37.81

E BALANCEADO =0.0321111

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
1.450-37.91		1.691-43.13		1.931-48.04		2.172-52.64	
1.455-38.02		1.695-43.23		1.936-48.13		2.177-52.73	
1.459-38.13		1.700-43.33		1.941-48.23		2.182-52.82	
1.464-38.23		1.705-43.43		1.946-48.32		2.187-52.91	
1.469-38.34		1.710-43.53		1.951-48.42		2.192-52.99	
1.474-38.45		1.715-43.63		1.956-48.51		2.196-53.08	
1.479-38.56		1.720-43.74		1.960-48.61		2.201-53.17	
1.483-38.66		1.724-43.84		1.965-48.70		2.206-53.26	
1.488-38.77		1.729-43.94		1.970-48.80		2.211-53.35	
1.493-38.87		1.734-44.04		1.975-48.89		2.216-53.43	
1.498-38.98		1.739-44.14		1.980-48.98		2.220-53.52	
1.503-39.09		1.744-44.24		1.984-49.08		2.225-53.61	
1.508-39.19		1.748-44.34		1.989-49.17		2.230-53.70	
1.512-39.30		1.753-44.44		1.994-49.26		2.235-53.79	
1.517-39.40		1.758-44.54		1.999-49.36		2.240-53.87	
1.522-39.51		1.763-44.63		2.004-49.45		2.245-53.96	
1.527-39.62		1.768-44.73		2.008-49.54		2.249-54.05	
1.532-39.72		1.772-44.83		2.013-49.64		2.254-54.13	
1.536-39.83		1.777-44.93		2.018-49.73		2.259-54.22	
1.541-39.93		1.782-45.03		2.023-49.82		2.264-54.31	
1.546-40.04		1.787-45.13		2.028-49.92		2.269-54.39	
1.551-40.14		1.792-45.23		2.033-50.01		2.273-54.48	
1.556-40.25		1.797-45.33		2.037-50.10		2.278-54.57	
1.561-40.35		1.801-45.43		2.042-50.19		2.283-54.65	
1.565-40.46		1.806-45.52		2.047-50.29		2.288-54.74	
1.570-40.56		1.811-45.62		2.052-50.38		2.293-54.82	
1.575-40.66		1.816-45.72		2.057-50.47		2.297-54.91	
1.580-40.77		1.821-45.82		2.061-50.56		2.302-55.00	
1.585-40.87		1.825-45.92		2.066-50.65		2.307-55.08	
1.589-40.98		1.830-46.01		2.071-50.74		2.312-55.17	
1.594-41.08		1.835-46.11		2.076-50.84		2.317-55.25	
1.599-41.18		1.840-46.21		2.081-50.93		2.322-55.34	
1.604-41.29		1.845-46.31		2.086-51.02		2.326-55.42	
1.609-41.39		1.850-46.40		2.090-51.11		2.331-55.51	
1.614-41.49		1.854-46.50		2.095-51.20		2.336-55.59	
1.618-41.60		1.859-46.60		2.100-51.29		2.341-55.68	
1.623-41.70		1.864-46.70		2.105-51.38		2.346-55.76	
1.628-41.80		1.869-46.79		2.110-51.47		2.350-55.85	
1.633-41.91		1.874-46.89		2.114-51.56		2.355-55.93	
1.638-42.01		1.878-46.99		2.119-51.65		2.360-56.01	
1.642-42.11		1.883-47.08		2.124-51.74		2.365-56.10	
1.647-42.21		1.888-47.18		2.129-51.83		2.370-56.18	
1.652-42.32		1.893-47.27		2.134-51.92		2.375-56.27	
1.657-42.42		1.898-47.37		2.139-52.01		2.379-56.35	
1.662-42.52		1.903-47.47		2.143-52.10		2.384-56.43	
1.667-42.62		1.907-47.56		2.148-52.19		2.389-56.52	
1.671-42.72		1.912-47.66		2.153-52.28		2.394-56.60	
1.676-42.83		1.917-47.75		2.158-52.37		2.399-56.68	
1.681-42.93		1.922-47.85		2.163-52.46		2.403-56.77	
1.686-43.03		1.927-47.94		2.167-52.55		2.408-56.85	

FY ACERU =3000.00

FC CONCRETU =250.00

PERCENTAGE

P	ML/BL2	P	ML/BL2	P	ML/BL2	P	MU/BL2	P	MU/BL2	P	MU/BL2
0.006-	0.18	0.307-	9.01	0.608-	17.46	0.909-	25.52	1.210-	33.19	1.511-	40.49
0.012-	0.36	0.315-	9.18	0.614-	17.62	0.915-	25.68	1.216-	33.34	1.517-	40.63
0.018-	0.54	0.319-	9.36	0.620-	17.79	0.921-	25.83	1.222-	33.49	1.523-	40.77
0.024-	0.72	0.325-	9.53	0.626-	17.95	0.927-	25.99	1.228-	33.64	1.529-	40.91
0.030-	0.90	0.331-	9.70	0.632-	18.12	0.933-	26.15	1.234-	33.79	1.535-	41.05
0.036-	1.08	0.337-	9.87	0.638-	18.28	0.939-	26.30	1.240-	33.94	1.541-	41.19
0.042-	1.26	0.343-	10.05	0.644-	18.45	0.945-	26.46	1.246-	34.09	1.547-	41.33
0.048-	1.44	0.349-	10.22	0.650-	18.61	0.951-	26.62	1.252-	34.24	1.553-	41.48
0.054-	1.62	0.355-	10.39	0.656-	18.77	0.957-	26.77	1.258-	34.39	1.559-	41.62
0.060-	1.80	0.361-	10.56	0.662-	18.94	0.963-	26.93	1.264-	34.54	1.565-	41.76
0.066-	1.98	0.367-	10.73	0.668-	19.10	0.969-	27.08	1.270-	34.68	1.571-	41.90
0.072-	2.16	0.373-	10.90	0.674-	19.26	0.975-	27.24	1.276-	34.83	1.577-	42.04
0.078-	2.34	0.379-	11.07	0.680-	19.43	0.981-	27.40	1.282-	34.98	1.583-	42.18
0.084-	2.52	0.385-	11.24	0.686-	19.59	0.987-	27.55	1.288-	35.13	1.589-	42.32
0.090-	2.70	0.391-	11.42	0.692-	19.75	0.993-	27.71	1.294-	35.27	1.595-	42.46
0.096-	2.88	0.397-	11.59	0.698-	19.92	0.999-	27.86	1.300-	35.42	1.602-	42.60
0.102-	3.06	0.403-	11.76	0.704-	20.08	1.005-	28.02	1.306-	35.57	1.608-	42.74
0.108-	3.24	0.409-	11.93	0.710-	20.24	1.011-	28.17	1.313-	35.72	1.614-	42.88
0.114-	3.42	0.415-	12.10	0.716-	20.40	1.018-	28.33	1.319-	35.86	1.620-	43.02
0.120-	3.60	0.421-	12.27	0.723-	20.57	1.024-	28.48	1.325-	36.01	1.626-	43.15
0.126-	3.78	0.427-	12.44	0.729-	20.73	1.030-	28.64	1.331-	36.16	1.632-	43.29
0.132-	3.96	0.434-	12.61	0.735-	20.89	1.036-	28.79	1.337-	36.30	1.638-	43.43
0.138-	4.14	0.440-	12.78	0.741-	21.05	1.042-	28.94	1.343-	36.45	1.644-	43.57
0.144-	4.32	0.446-	12.94	0.747-	21.21	1.048-	29.10	1.349-	36.60	1.650-	43.71
0.150-	4.50	0.452-	13.11	0.753-	21.38	1.054-	29.25	1.355-	36.74	1.656-	43.85
0.156-	4.68	0.458-	13.28	0.759-	21.54	1.060-	29.40	1.361-	36.89	1.662-	43.99
0.162-	4.86	0.464-	13.45	0.765-	21.70	1.066-	29.56	1.367-	37.03	1.668-	44.12
0.168-	5.04	0.470-	13.62	0.771-	21.86	1.072-	29.71	1.373-	37.18	1.674-	44.26
0.174-	5.22	0.476-	13.79	0.777-	22.02	1.078-	29.86	1.379-	37.32	1.680-	44.40
0.180-	5.40	0.482-	13.96	0.783-	22.18	1.084-	30.02	1.385-	37.47	1.686-	44.54
0.186-	5.58	0.488-	14.13	0.789-	22.34	1.090-	30.17	1.391-	37.62	1.692-	44.68
0.192-	5.76	0.494-	14.29	0.795-	22.50	1.096-	30.32	1.397-	37.76	1.698-	44.81
0.198-	5.94	0.500-	14.46	0.801-	22.66	1.102-	30.48	1.403-	37.90	1.704-	44.95
0.204-	6.12	0.506-	14.63	0.807-	22.82	1.108-	30.63	1.409-	38.05	1.710-	45.09
0.210-	6.30	0.512-	14.80	0.813-	22.98	1.114-	30.78	1.415-	38.19	1.716-	45.22
0.216-	6.48	0.518-	14.96	0.819-	23.14	1.120-	30.93	1.421-	38.34	1.722-	45.36
0.222-	6.66	0.524-	15.13	0.825-	23.30	1.126-	31.08	1.427-	38.48	1.728-	45.50
0.228-	6.84	0.530-	15.30	0.831-	23.46	1.132-	31.24	1.433-	38.63	1.734-	45.63
0.234-	7.02	0.536-	15.47	0.837-	23.62	1.138-	31.39	1.439-	38.77	1.740-	45.77
0.240-	7.20	0.542-	15.63	0.843-	23.78	1.144-	31.54	1.445-	38.91	1.746-	45.90
0.246-	7.38	0.548-	15.80	0.849-	23.94	1.150-	31.69	1.451-	39.06	1.752-	46.04
0.252-	7.56	0.554-	15.97	0.855-	24.10	1.156-	31.84	1.457-	39.20	1.758-	46.18
0.258-	7.74	0.560-	16.13	0.861-	24.25	1.162-	31.99	1.463-	39.34	1.764-	46.31
0.264-	7.92	0.566-	16.30	0.867-	24.41	1.168-	32.14	1.469-	39.49	1.770-	46.45
0.270-	8.10	0.572-	16.46	0.873-	24.57	1.174-	32.29	1.475-	39.63	1.776-	46.58
0.276-	8.28	0.578-	16.63	0.879-	24.73	1.180-	32.44	1.481-	39.77	1.782-	46.72
0.282-	8.46	0.584-	16.80	0.885-	24.89	1.186-	32.59	1.487-	39.92	1.788-	46.85
0.288-	8.64	0.590-	16.96	0.891-	25.05	1.192-	32.74	1.493-	40.06	1.794-	46.99
0.294-	8.82	0.596-	17.13	0.897-	25.20	1.198-	32.89	1.499-	40.20	1.800-	47.12
0.300-	9.00	0.602-	17.29	0.903-	25.36	1.204-	33.04	1.505-	40.34	1.806-	47.26

BALANCEADO = 0.0401389

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
1.812-47.39		2.113-53.91		2.414-60.05		2.715-65.80	
1.818-47.53		2.119-54.04		2.420-60.17		2.721-65.91	
1.824-47.66		2.125-54.17		2.426-60.29		2.727-66.02	
1.830-47.79		2.131-54.29		2.432-60.40		2.733-66.13	
1.836-47.93		2.137-54.42		2.438-60.52		2.739-66.24	
1.842-48.06		2.143-54.54		2.444-60.64		2.745-66.35	
1.848-48.19		2.149-54.67		2.450-60.76		2.751-66.46	
1.854-48.33		2.155-54.79		2.456-60.88		2.757-66.57	
1.860-48.46		2.161-54.92		2.462-60.99		2.763-66.68	
1.866-48.59		2.167-55.05		2.468-61.11		2.770-66.79	
1.872-48.73		2.173-55.17		2.474-61.23		2.776-66.90	
1.878-48.86		2.179-55.30		2.481-61.35		2.782-67.01	
1.884-48.99		2.186-55.42		2.487-61.46		2.788-67.12	
1.890-49.12		2.192-55.54		2.493-61.58		2.794-67.23	
1.897-49.26		2.198-55.67		2.499-61.70		2.800-67.34	
1.903-49.39		2.204-55.79		2.505-61.81		2.806-67.45	
1.909-49.52		2.210-55.92		2.511-61.93		2.812-67.56	
1.915-49.65		2.216-56.04		2.517-62.05		2.818-67.67	
1.921-49.78		2.222-56.17		2.523-62.16		2.824-67.78	
1.927-49.91		2.228-56.29		2.529-62.28		2.830-67.88	
1.933-50.05		2.234-56.41		2.535-62.39		2.836-67.99	
1.939-50.18		2.240-56.54		2.541-62.51		2.842-68.10	
1.945-50.31		2.246-56.66		2.547-62.63		2.848-68.21	
1.951-50.44		2.252-56.78		2.553-62.74		2.854-68.32	
1.957-50.57		2.258-56.91		2.559-62.86		2.860-68.42	
1.963-50.70		2.264-57.03		2.565-62.97		2.866-68.53	
1.969-50.83		2.270-57.15		2.571-63.09		2.872-68.64	
1.975-50.96		2.276-57.27		2.577-63.20		2.878-68.74	
1.981-51.09		2.282-57.40		2.583-63.32		2.884-68.85	
1.987-51.22		2.288-57.52		2.589-63.43		2.890-68.96	
1.993-51.35		2.294-57.64		2.595-63.55		2.896-69.07	
1.999-51.48		2.300-57.76		2.601-63.66		2.902-69.17	
2.005-51.61		2.306-57.88		2.607-63.77		2.908-69.28	
2.011-51.74		2.312-58.01		2.613-63.89		2.914-69.38	
2.017-51.87		2.318-58.13		2.619-64.00		2.920-69.49	
2.023-52.00		2.324-58.25		2.625-64.11		2.926-69.60	
2.029-52.13		2.330-58.37		2.631-64.23		2.932-69.70	
2.035-52.25		2.336-58.49		2.637-64.34		2.938-69.81	
2.041-52.38		2.342-58.61		2.643-64.45		2.944-69.91	
2.047-52.51		2.348-58.73		2.649-64.57		2.950-70.02	
2.053-52.64		2.354-58.85		2.655-64.68		2.956-70.12	
2.059-52.77		2.360-58.97		2.661-64.79		2.962-70.23	
2.065-52.89		2.366-59.09		2.667-64.91		2.968-70.33	
2.071-53.02		2.372-59.21		2.673-65.02		2.974-70.44	
2.077-53.15		2.378-59.33		2.679-65.13		2.980-70.54	
2.083-53.28		2.384-59.45		2.685-65.24		2.986-70.65	
2.089-53.40		2.390-59.57		2.691-65.35		2.992-70.75	
2.095-53.53		2.396-59.69		2.697-65.47		2.998-70.85	
2.101-53.66		2.402-59.81		2.703-65.58		3.004-70.95	
2.107-53.79		2.408-59.93		2.709-65.69		3.010-71.06	

SY. ACERO = 3000.00

FC CONCRETO = 300.00

PORCENTAJ

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
0.007	0.22	0.388	10.81	0.750	20.50	1.091	30.02	1.452	39.83	1.813	48.58
0.014	0.43	0.378	11.02	0.757	21.15	1.098	30.31	1.459	40.01	1.821	48.75
0.022	0.65	0.383	11.23	0.744	21.35	1.105	31.00	1.467	40.19	1.828	48.92
0.029	0.87	0.390	11.44	0.751	21.54	1.113	31.19	1.474	40.37	1.835	49.09
0.036	1.08	0.397	11.64	0.759	21.74	1.120	31.38	1.481	40.55	1.842	49.26
0.043	1.30	0.405	11.85	0.766	21.94	1.127	31.58	1.488	40.73	1.850	49.43
0.051	1.51	0.412	12.05	0.773	22.13	1.134	31.75	1.496	40.91	1.857	49.60
0.058	1.73	0.419	12.26	0.780	22.33	1.142	31.94	1.503	41.09	1.864	49.77
0.065	1.94	0.426	12.47	0.788	22.53	1.149	32.13	1.510	41.26	1.871	49.94
0.072	2.16	0.434	12.67	0.795	22.72	1.156	32.31	1.517	41.44	1.878	50.11
0.079	2.37	0.441	12.88	0.802	22.92	1.163	32.50	1.524	41.62	1.886	50.28
0.087	2.59	0.448	13.08	0.809	23.12	1.170	32.69	1.532	41.80	1.893	50.45
0.094	2.80	0.455	13.29	0.816	23.31	1.178	32.88	1.539	41.98	1.900	50.61
0.101	3.02	0.462	13.49	0.824	23.51	1.185	33.08	1.546	42.15	1.907	50.78
0.108	3.23	0.470	13.70	0.831	23.70	1.192	33.25	1.553	42.33	1.915	50.95
0.116	3.44	0.477	13.90	0.838	23.90	1.199	33.43	1.561	42.51	1.922	51.12
0.123	3.66	0.484	14.11	0.845	24.10	1.207	33.62	1.568	42.68	1.929	51.28
0.130	3.87	0.491	14.31	0.853	24.29	1.214	33.81	1.575	42.86	1.936	51.45
0.138	4.08	0.499	14.52	0.860	24.48	1.221	33.99	1.582	43.04	1.943	51.62
0.145	4.30	0.506	14.72	0.867	24.68	1.228	34.18	1.589	43.21	1.951	51.79
0.152	4.51	0.513	14.92	0.874	24.87	1.235	34.36	1.597	43.39	1.958	51.95
0.159	4.72	0.520	15.13	0.881	25.07	1.243	34.55	1.604	43.56	1.965	52.12
0.166	4.94	0.527	15.33	0.889	25.26	1.250	34.73	1.611	43.74	1.972	52.29
0.173	5.15	0.535	15.53	0.896	25.46	1.257	34.92	1.618	43.92	1.980	52.45
0.181	5.36	0.542	15.74	0.903	25.65	1.264	35.10	1.626	44.09	1.987	52.62
0.188	5.57	0.549	15.94	0.910	25.84	1.272	35.29	1.633	44.27	1.994	52.78
0.195	5.78	0.556	16.14	0.918	26.04	1.279	35.47	1.640	44.44	2.001	52.95
0.202	6.00	0.564	16.34	0.925	26.23	1.286	35.65	1.647	44.62	2.009	53.11
0.210	6.21	0.571	16.55	0.932	26.42	1.293	35.84	1.654	44.79	2.016	53.28
0.217	6.42	0.578	16.75	0.939	26.62	1.300	36.02	1.662	44.96	2.023	53.45
0.224	6.63	0.585	16.95	0.946	26.81	1.308	36.20	1.669	45.14	2.030	53.61
0.231	6.84	0.592	17.15	0.954	27.00	1.315	36.39	1.676	45.31	2.037	53.77
0.238	7.05	0.600	17.35	0.961	27.19	1.322	36.57	1.683	45.49	2.045	53.94
0.246	7.26	0.607	17.56	0.968	27.39	1.329	36.75	1.691	45.66	2.052	54.10
0.253	7.47	0.614	17.76	0.975	27.58	1.337	36.94	1.698	45.83	2.059	54.27
0.260	7.68	0.621	17.96	0.983	27.77	1.344	37.12	1.705	46.01	2.066	54.43
0.267	7.89	0.629	18.16	0.990	27.96	1.351	37.30	1.712	46.18	2.074	54.60
0.275	8.10	0.636	18.36	0.997	28.15	1.358	37.48	1.720	46.35	2.081	54.76
0.282	8.31	0.643	18.56	1.004	28.34	1.366	37.66	1.727	46.52	2.088	54.92
0.289	8.52	0.650	18.76	1.011	28.53	1.373	37.85	1.734	46.70	2.095	55.09
0.296	8.73	0.657	18.96	1.019	28.72	1.380	38.03	1.741	46.87	2.102	55.25
0.303	8.94	0.665	19.16	1.026	28.92	1.387	38.21	1.748	47.04	2.110	55.41
0.311	9.15	0.672	19.36	1.033	29.11	1.394	38.39	1.756	47.21	2.117	55.57
0.318	9.36	0.679	19.56	1.040	29.30	1.402	38.57	1.763	47.39	2.124	55.74
0.325	9.57	0.686	19.76	1.048	29.49	1.409	38.75	1.770	47.56	2.131	55.90
0.332	9.78	0.694	19.96	1.055	29.68	1.416	38.93	1.777	47.73	2.139	56.06
0.340	9.98	0.701	20.16	1.062	29.87	1.423	39.11	1.785	47.90	2.146	56.22
0.347	10.19	0.708	20.35	1.069	30.06	1.431	39.29	1.792	48.07	2.153	56.39
0.354	10.40	0.715	20.55	1.077	30.24	1.438	39.47	1.799	48.24	2.160	56.55
0.361	10.61	0.723	20.75	1.084	30.43	1.445	39.65	1.806	48.41	2.167	56.71

E BALANCEADO =0.0481666

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
2.175-56.87		2.536-64.69		2.897-72.06		3.258-78.95	
2.182-57.03		2.543-64.85		2.904-72.20		3.266-79.09	
2.189-57.19		2.550-65.00		2.912-72.34		3.273-79.23	
2.196-57.35		2.558-65.15		2.919-72.49		3.280-79.36	
2.204-57.51		2.565-65.30		2.926-72.63		3.287-79.49	
2.211-57.67		2.572-65.45		2.933-72.77		3.295-79.62	
2.218-57.83		2.579-65.60		2.940-72.91		3.302-79.75	
2.225-57.99		2.586-65.75		2.948-73.05		3.309-79.89	
2.232-58.15		2.594-65.90		2.955-73.19		3.316-80.02	
2.240-58.31		2.601-66.05		2.962-73.33		3.323-80.15	
2.247-58.47		2.608-66.20		2.969-73.48		3.331-80.28	
2.254-58.63		2.615-66.35		2.977-73.62		3.338-80.42	
2.261-58.79		2.623-66.50		2.984-73.76		3.345-80.55	
2.269-58.95		2.630-66.65		2.991-73.90		3.352-80.68	
2.276-59.11		2.637-66.80		2.998-74.04		3.360-80.81	
2.283-59.27		2.644-66.95		3.006-74.18		3.367-80.94	
2.290-59.42		2.652-67.10		3.013-74.32		3.374-81.07	
2.297-59.58		2.659-67.25		3.020-74.46		3.381-81.20	
2.305-59.74		2.666-67.40		3.027-74.60		3.388-81.33	
2.312-59.90		2.673-67.55		3.034-74.73		3.396-81.46	
2.319-60.05		2.680-67.70		3.042-74.87		3.403-81.59	
2.326-60.21		2.688-67.84		3.049-75.01		3.410-81.72	
2.334-60.37		2.695-67.99		3.056-75.15		3.417-81.85	
2.341-60.53		2.702-68.14		3.063-75.29		3.425-81.98	
2.348-60.68		2.709-68.29		3.071-75.43		3.432-82.11	
2.355-60.84		2.717-68.43		3.078-75.57		3.439-82.24	
2.363-61.00		2.724-68.58		3.085-75.70		3.446-82.37	
2.370-61.15		2.731-68.73		3.092-75.84		3.453-82.49	
2.377-61.31		2.738-68.88		3.099-75.98		3.461-82.62	
2.384-61.46		2.745-69.02		3.107-76.12		3.468-82.75	
2.391-61.62		2.753-69.17		3.114-76.25		3.475-82.88	
2.399-61.78		2.760-69.31		3.121-76.39		3.482-83.01	
2.406-61.93		2.767-69.46		3.128-76.53		3.490-83.13	
2.413-62.09		2.774-69.61		3.136-76.66		3.497-83.26	
2.420-62.24		2.782-69.75		3.143-76.80		3.504-83.39	
2.428-62.40		2.789-69.90		3.150-76.94		3.511-83.52	
2.435-62.55		2.796-70.04		3.157-77.07		3.518-83.64	
2.442-62.70		2.803-70.19		3.164-77.21		3.526-83.77	
2.449-62.86		2.810-70.33		3.172-77.35		3.533-83.90	
2.456-63.01		2.818-70.48		3.179-77.48		3.540-84.02	
2.464-63.17		2.825-70.62		3.186-77.62		3.547-84.15	
2.471-63.32		2.832-70.77		3.193-77.75		3.555-84.27	
2.478-63.47		2.839-70.91		3.201-77.89		3.562-84.40	
2.485-63.63		2.847-71.05		3.208-78.02		3.569-84.52	
2.493-63.78		2.854-71.20		3.215-78.16		3.576-84.65	
2.500-63.93		2.861-71.34		3.222-78.29		3.583-84.78	
2.507-64.09		2.868-71.49		3.229-78.42		3.591-84.90	
2.514-64.24		2.875-71.63		3.237-78.56		3.598-85.03	
2.521-64.39		2.883-71.77		3.244-78.69		3.605-85.15	
2.529-64.54		2.890-71.92		3.251-78.83		3.612-85.27	

FY ACERO = 3500.00

FC CONCRETO = 150.00

PORCENTAJ

P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ
0.003-	0.10	0.150-	5.13	0.296-	9.95	0.443-	14.56	0.590-	18.96	0.736-	23.16
0.006-	0.21	0.153-	5.23	0.299-	10.04	0.446-	14.65	0.593-	19.05	0.739-	23.24
0.009-	0.31	0.155-	5.33	0.302-	10.14	0.449-	14.74	0.595-	19.13	0.742-	23.32
0.012-	0.41	0.158-	5.42	0.305-	10.23	0.452-	14.83	0.598-	19.22	0.745-	23.40
0.015-	0.51	0.161-	5.52	0.308-	10.32	0.455-	14.92	0.601-	19.30	0.748-	23.48
0.018-	0.61	0.164-	5.62	0.311-	10.42	0.458-	15.01	0.604-	19.39	0.751-	23.57
0.021-	0.72	0.167-	5.72	0.314-	10.51	0.461-	15.10	0.607-	19.48	0.754-	23.65
0.023-	0.82	0.170-	5.82	0.317-	10.60	0.463-	15.19	0.610-	19.56	0.757-	23.73
0.026-	0.92	0.173-	5.91	0.320-	10.70	0.466-	15.28	0.613-	19.65	0.760-	23.81
0.029-	1.02	0.176-	6.01	0.323-	10.79	0.469-	15.37	0.616-	19.73	0.763-	23.89
0.032-	1.12	0.179-	6.11	0.326-	10.89	0.472-	15.46	0.619-	19.82	0.766-	23.97
0.035-	1.23	0.182-	6.21	0.329-	10.98	0.475-	15.54	0.622-	19.90	0.769-	24.05
0.038-	1.33	0.185-	6.30	0.331-	11.07	0.478-	15.63	0.625-	19.99	0.771-	24.13
0.041-	1.43	0.188-	6.40	0.334-	11.17	0.481-	15.72	0.628-	20.07	0.774-	24.21
0.044-	1.53	0.191-	6.50	0.337-	11.26	0.484-	15.81	0.631-	20.16	0.777-	24.30
0.047-	1.63	0.194-	6.60	0.340-	11.35	0.487-	15.90	0.634-	20.24	0.780-	24.38
0.050-	1.73	0.197-	6.69	0.343-	11.44	0.490-	15.99	0.637-	20.33	0.783-	24.46
0.053-	1.83	0.199-	6.79	0.346-	11.54	0.493-	16.08	0.639-	20.41	0.786-	24.54
0.056-	1.94	0.202-	6.89	0.349-	11.63	0.496-	16.17	0.642-	20.50	0.789-	24.62
0.059-	2.04	0.205-	6.98	0.352-	11.72	0.499-	16.26	0.645-	20.58	0.792-	24.70
0.062-	2.14	0.208-	7.08	0.355-	11.82	0.502-	16.34	0.648-	20.66	0.795-	24.78
0.065-	2.24	0.211-	7.18	0.358-	11.91	0.505-	16.43	0.651-	20.75	0.798-	24.86
0.067-	2.34	0.214-	7.27	0.361-	12.00	0.507-	16.52	0.654-	20.83	0.801-	24.94
0.070-	2.44	0.217-	7.37	0.364-	12.09	0.510-	16.61	0.657-	20.92	0.804-	25.02
0.073-	2.54	0.220-	7.47	0.367-	12.19	0.513-	16.70	0.660-	21.00	0.807-	25.10
0.076-	2.64	0.223-	7.56	0.370-	12.28	0.516-	16.79	0.663-	21.09	0.810-	25.18
0.079-	2.74	0.226-	7.66	0.373-	12.37	0.519-	16.87	0.666-	21.17	0.813-	25.26
0.082-	2.84	0.229-	7.76	0.375-	12.46	0.522-	16.96	0.669-	21.25	0.815-	25.34
0.085-	2.94	0.232-	7.85	0.378-	12.55	0.525-	17.05	0.672-	21.34	0.818-	25.42
0.088-	3.04	0.235-	7.95	0.381-	12.65	0.528-	17.14	0.675-	21.42	0.821-	25.50
0.091-	3.14	0.238-	8.04	0.384-	12.74	0.531-	17.22	0.678-	21.50	0.824-	25.58
0.094-	3.24	0.241-	8.14	0.387-	12.83	0.534-	17.31	0.681-	21.59	0.827-	25.66
0.097-	3.34	0.243-	8.24	0.390-	12.92	0.537-	17.40	0.683-	21.67	0.830-	25.73
0.100-	3.44	0.246-	8.33	0.393-	13.01	0.540-	17.49	0.686-	21.75	0.833-	25.81
0.103-	3.54	0.249-	8.43	0.396-	13.10	0.543-	17.57	0.689-	21.84	0.836-	25.89
0.106-	3.64	0.252-	8.52	0.399-	13.20	0.546-	17.66	0.692-	21.92	0.839-	25.97
0.109-	3.74	0.255-	8.62	0.402-	13.29	0.549-	17.75	0.695-	22.00	0.842-	26.05
0.111-	3.84	0.258-	8.71	0.405-	13.38	0.551-	17.84	0.698-	22.09	0.845-	26.13
0.114-	3.94	0.261-	8.81	0.408-	13.47	0.554-	17.92	0.701-	22.17	0.848-	26.21
0.117-	4.04	0.264-	8.90	0.411-	13.56	0.557-	18.01	0.704-	22.25	0.851-	26.29
0.120-	4.14	0.267-	9.00	0.414-	13.65	0.560-	18.10	0.707-	22.34	0.854-	26.37
0.123-	4.24	0.270-	9.09	0.417-	13.74	0.563-	18.18	0.710-	22.42	0.857-	26.44
0.126-	4.34	0.273-	9.19	0.419-	13.83	0.566-	18.27	0.713-	22.50	0.859-	26.52
0.129-	4.44	0.276-	9.23	0.422-	13.92	0.569-	18.36	0.716-	22.58	0.862-	26.60
0.132-	4.54	0.279-	9.38	0.425-	14.02	0.572-	18.44	0.719-	22.67	0.865-	26.68
0.135-	4.64	0.282-	9.47	0.428-	14.11	0.575-	18.53	0.722-	22.75	0.868-	26.76
0.138-	4.73	0.285-	9.57	0.431-	14.20	0.578-	18.62	0.725-	22.83	0.871-	26.84
0.141-	4.83	0.287-	9.66	0.434-	14.29	0.581-	18.70	0.727-	22.91	0.874-	26.91
0.144-	4.92	0.290-	9.76	0.437-	14.38	0.584-	18.79	0.730-	22.99	0.877-	26.99
0.147-	5.02	0.293-	9.85	0.440-	14.47	0.587-	18.88	0.733-	23.08	0.880-	27.07

E BALANCEADO =0.0195564

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
0.883-27.15	1.030-30.93	1.176-34.50	1.323-37.87				
0.886-27.22	1.033-31.00	1.179-34.57	1.326-37.94				
0.889-27.30	1.035-31.08	1.182-34.64	1.329-38.00				
0.892-27.38	1.038-31.15	1.185-34.71	1.332-38.07				
0.895-27.46	1.041-31.22	1.188-34.78	1.335-38.13				
0.898-27.53	1.044-31.30	1.191-34.85	1.338-38.20				
0.901-27.61	1.047-31.37	1.194-34.92	1.341-38.26				
0.903-27.69	1.050-31.44	1.197-34.99	1.343-38.33				
0.906-27.77	1.053-31.51	1.200-35.06	1.346-38.39				
0.909-27.84	1.056-31.59	1.203-35.12	1.349-38.45				
0.912-27.92	1.059-31.66	1.206-35.19	1.352-38.52				
0.915-28.00	1.062-31.73	1.209-35.26	1.355-38.58				
0.918-28.07	1.065-31.81	1.211-35.33	1.358-38.65				
0.921-28.15	1.068-31.88	1.214-35.40	1.361-38.71				
0.924-28.23	1.071-31.95	1.217-35.47	1.364-38.78				
0.927-28.30	1.074-32.02	1.220-35.53	1.367-38.84				
0.930-28.38	1.077-32.10	1.223-35.60	1.370-38.90				
0.933-28.46	1.079-32.17	1.226-35.67	1.373-38.97				
0.936-28.53	1.082-32.24	1.229-35.74	1.376-39.03				
0.939-28.61	1.085-32.31	1.232-35.81	1.379-39.10				
0.942-28.68	1.088-32.38	1.235-35.87	1.382-39.16				
0.945-28.76	1.091-32.46	1.238-35.94	1.385-39.22				
0.947-28.84	1.094-32.53	1.241-36.01	1.387-39.29				
0.950-28.91	1.097-32.60	1.244-36.08	1.390-39.35				
0.953-28.99	1.100-32.67	1.247-36.15	1.393-39.41				
0.956-29.06	1.103-32.74	1.250-36.21	1.396-39.48				
0.959-29.14	1.106-32.81	1.253-36.28	1.399-39.54				
0.962-29.21	1.109-32.88	1.255-36.35	1.402-39.60				
0.965-29.29	1.112-32.96	1.258-36.41	1.405-39.67				
0.968-29.37	1.115-33.03	1.261-36.48	1.408-39.73				
0.971-29.44	1.118-33.10	1.264-36.55	1.411-39.79				
0.974-29.52	1.121-33.17	1.267-36.62	1.414-39.85				
0.977-29.59	1.123-33.24	1.270-36.68	1.417-39.92				
0.980-29.67	1.126-33.31	1.273-36.75	1.420-39.98				
0.983-29.74	1.129-33.38	1.276-36.82	1.423-40.04				
0.986-29.82	1.132-33.45	1.279-36.88	1.426-40.10				
0.989-29.89	1.135-33.52	1.282-36.95	1.429-40.17				
0.991-29.97	1.138-33.59	1.285-37.01	1.431-40.23				
0.994-30.04	1.141-33.66	1.288-37.08	1.434-40.29				
0.997-30.11	1.144-33.73	1.291-37.15	1.437-40.35				
1.000-30.19	1.147-33.80	1.294-37.21	1.440-40.41				
1.003-30.26	1.150-33.87	1.297-37.28	1.443-40.48				
1.006-30.34	1.153-33.95	1.299-37.35	1.446-40.54				
1.009-30.41	1.156-34.02	1.302-37.41	1.449-40.60				
1.012-30.49	1.159-34.09	1.305-37.48	1.452-40.66				
1.015-30.56	1.162-34.15	1.308-37.54	1.455-40.72				
1.018-30.63	1.165-34.22	1.311-37.61	1.458-40.78				
1.021-30.71	1.167-34.29	1.314-37.67	1.461-40.85				
1.024-30.78	1.170-34.36	1.317-37.74	1.464-40.91				
1.027-30.86	1.173-34.43	1.320-37.80	1.467-40.97				

FY ACEK = 3500.00

FC CONCRETO = 200.00

PORCENTAJI

P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ
C.004-	0.14	C.199-	6.84	C.395-	13.26	C.591-	19.41	0.786-	25.28
C.008-	0.27	C.203-	6.97	C.399-	13.39	C.595-	19.53	0.790-	25.40
C.012-	0.41	C.207-	7.10	C.403-	13.51	C.598-	19.65	0.794-	25.51
C.016-	0.55	C.211-	7.23	C.407-	13.64	C.602-	19.77	0.798-	25.63
C.020-	0.68	C.215-	7.36	C.411-	13.76	C.606-	19.89	0.802-	25.74
C.024-	0.82	C.219-	7.49	C.415-	13.89	C.610-	20.01	0.806-	25.85
C.027-	0.96	C.223-	7.62	C.419-	14.01	C.614-	20.13	0.810-	25.97
C.031-	1.09	C.227-	7.75	C.422-	14.14	C.618-	20.25	0.814-	26.08
C.035-	1.23	C.231-	7.88	C.426-	14.26	C.622-	20.37	0.817-	26.20
C.039-	1.36	C.235-	8.01	C.430-	14.39	C.626-	20.49	0.821-	26.31
C.043-	1.50	C.239-	8.14	C.434-	14.51	C.630-	20.61	0.825-	26.42
C.047-	1.63	C.243-	8.28	C.438-	14.64	C.634-	20.73	0.829-	26.54
C.051-	1.77	C.246-	8.41	C.442-	14.76	C.638-	20.84	0.833-	26.65
C.055-	1.91	C.250-	8.53	C.446-	14.89	C.641-	20.96	0.837-	26.76
C.059-	2.04	C.254-	8.66	C.450-	15.01	C.645-	21.08	0.841-	26.88
C.063-	2.18	C.258-	8.79	C.454-	15.14	C.649-	21.20	0.845-	26.99
C.066-	2.31	C.262-	8.92	C.458-	15.26	C.653-	21.32	0.849-	27.10
C.070-	2.45	C.266-	9.05	C.462-	15.38	C.657-	21.44	0.853-	27.22
C.074-	2.58	C.270-	9.18	C.465-	15.51	C.661-	21.56	0.857-	27.33
C.078-	2.72	C.274-	9.31	C.469-	15.63	C.665-	21.67	0.860-	27.44
C.082-	2.85	C.278-	9.44	C.473-	15.75	C.669-	21.79	0.864-	27.55
C.086-	2.98	C.282-	9.57	C.477-	15.88	C.673-	21.91	0.868-	27.67
C.090-	3.12	C.286-	9.70	C.481-	16.00	C.677-	22.03	0.872-	27.78
C.094-	3.25	C.289-	9.83	C.485-	16.12	C.681-	22.15	0.876-	27.89
C.098-	3.39	C.293-	9.96	C.489-	16.25	C.684-	22.26	0.880-	28.00
C.102-	3.52	C.297-	10.08	C.493-	16.37	C.688-	22.38	0.884-	28.11
C.106-	3.66	C.301-	10.21	C.497-	16.49	C.692-	22.50	0.888-	28.23
C.110-	3.79	C.305-	10.34	C.501-	16.62	C.696-	22.62	0.892-	28.34
C.113-	3.92	C.309-	10.47	C.505-	16.74	C.700-	22.73	0.896-	28.45
C.117-	4.06	C.313-	10.60	C.508-	16.86	C.704-	22.85	0.900-	28.56
C.121-	4.19	C.317-	10.73	C.512-	16.98	C.708-	22.97	0.903-	28.67
C.125-	4.32	C.321-	10.85	C.516-	17.11	C.712-	23.08	0.907-	28.78
C.129-	4.46	C.325-	10.98	C.520-	17.23	C.716-	23.20	0.911-	28.89
C.133-	4.59	C.329-	11.11	C.524-	17.35	C.720-	23.32	0.915-	29.01
C.137-	4.72	C.332-	11.24	C.528-	17.47	C.724-	23.43	0.919-	29.12
C.141-	4.86	C.336-	11.36	C.532-	17.60	C.727-	23.55	0.923-	29.23
C.145-	4.99	C.340-	11.49	C.536-	17.72	C.731-	23.67	0.927-	29.34
C.149-	5.12	C.344-	11.62	C.540-	17.84	C.735-	23.78	0.931-	29.45
C.153-	5.25	C.348-	11.75	C.544-	17.96	C.739-	23.90	0.935-	29.56
C.156-	5.39	C.352-	11.87	C.548-	18.08	C.743-	24.01	0.939-	29.67
C.160-	5.52	C.356-	12.00	C.551-	18.20	C.747-	24.13	0.943-	29.78
C.164-	5.65	C.360-	12.13	C.555-	18.32	C.751-	24.25	0.947-	29.89
C.168-	5.78	C.364-	12.25	C.559-	18.45	C.755-	24.36	0.950-	30.00
C.172-	5.92	C.368-	12.38	C.563-	18.57	C.759-	24.48	0.954-	30.11
C.176-	6.05	C.372-	12.51	C.567-	18.69	C.763-	24.59	0.958-	30.22
C.180-	6.18	C.375-	12.63	C.571-	18.81	C.767-	24.71	0.962-	30.33
C.184-	6.31	C.379-	12.76	C.575-	18.93	C.771-	24.82	0.966-	30.44
C.188-	6.44	C.383-	12.88	C.579-	19.05	C.774-	24.94	0.970-	30.55
C.192-	6.58	C.387-	13.01	C.583-	19.17	C.778-	25.05	0.974-	30.66
C.196-	6.71	C.391-	13.14	C.587-	19.29	C.782-	25.17	0.978-	30.77

BALANCEADO = 0.0260752

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
1.177-36.20		1.375-41.24		1.568-46.00		1.764-50.49	
1.181-36.30		1.377-41.34		1.572-46.10		1.768-50.58	
1.185-36.40		1.381-41.43		1.576-46.19		1.772-50.67	
1.189-36.51		1.385-41.53		1.580-46.28		1.776-50.75	
1.193-36.61		1.388-41.63		1.584-46.37		1.780-50.84	
1.197-36.71		1.392-41.73		1.588-46.47		1.783-50.93	
1.201-36.82		1.396-41.82		1.592-46.56		1.787-51.01	
1.205-36.92		1.400-41.92		1.596-46.65		1.791-51.10	
1.209-37.02		1.404-42.02		1.600-46.74		1.795-51.19	
1.212-37.12		1.408-42.12		1.604-46.83		1.799-51.27	
1.216-37.23		1.412-42.21		1.607-46.92		1.803-51.36	
1.220-37.33		1.416-42.31		1.611-47.02		1.807-51.44	
1.224-37.43		1.420-42.41		1.615-47.11		1.811-51.53	
1.228-37.53		1.424-42.50		1.619-47.20		1.815-51.62	
1.232-37.64		1.428-42.60		1.623-47.29		1.819-51.70	
1.236-37.74		1.431-42.70		1.627-47.38		1.823-51.79	
1.240-37.84		1.435-42.79		1.631-47.47		1.827-51.87	
1.244-37.94		1.439-42.89		1.635-47.56		1.830-51.96	
1.248-38.04		1.443-42.99		1.639-47.65		1.834-52.04	
1.252-38.14		1.447-43.08		1.643-47.74		1.838-52.13	
1.255-38.25		1.451-43.18		1.647-47.83		1.842-52.21	
1.259-38.35		1.455-43.27		1.651-47.92		1.846-52.30	
1.263-38.45		1.459-43.37		1.654-48.01		1.850-52.38	
1.267-38.55		1.463-43.46		1.658-48.10		1.854-52.47	
1.271-38.65		1.467-43.56		1.662-48.19		1.858-52.55	
1.275-38.75		1.471-43.66		1.666-48.28		1.862-52.63	
1.279-38.85		1.475-43.75		1.670-48.37		1.866-52.72	
1.283-38.95		1.478-43.85		1.674-48.46		1.870-52.80	
1.287-39.05		1.482-43.94		1.678-48.55		1.873-52.89	
1.291-39.15		1.486-44.04		1.682-48.64		1.877-52.97	
1.295-39.25		1.490-44.13		1.686-48.73		1.881-53.05	
1.299-39.35		1.494-44.23		1.690-48.82		1.885-53.14	
1.302-39.45		1.498-44.32		1.694-48.91		1.889-53.22	
1.306-39.55		1.502-44.41		1.697-49.00		1.893-53.31	
1.310-39.65		1.506-44.51		1.701-49.09		1.897-53.39	
1.314-39.75		1.510-44.60		1.705-49.18		1.901-53.47	
1.318-39.85		1.514-44.70		1.709-49.26		1.905-53.55	
1.322-39.95		1.518-44.79		1.713-49.35		1.909-53.64	
1.326-40.05		1.521-44.89		1.717-49.44		1.913-53.72	
1.330-40.15		1.525-44.98		1.721-49.53		1.916-53.80	
1.334-40.25		1.529-45.07		1.725-49.62		1.920-53.89	
1.338-40.35		1.533-45.17		1.729-49.71		1.924-53.97	
1.342-40.45		1.537-45.26		1.733-49.79		1.928-54.05	
1.345-40.55		1.541-45.35		1.737-49.88		1.932-54.13	
1.349-40.65		1.545-45.45		1.740-49.97		1.936-54.22	
1.353-40.75		1.549-45.54		1.744-50.06		1.940-54.30	
1.357-40.84		1.553-45.63		1.748-50.14		1.944-54.38	
1.361-40.94		1.557-45.73		1.752-50.23		1.948-54.46	
1.365-41.04		1.561-45.82		1.755-50.32		1.952-54.54	
1.369-41.14		1.564-45.91		1.760-50.41		1.956-54.63	

EY: AGERO. =4200.00

FC CONCRETO =150.00

PORCENTAJE

P	MU/BEZ	P	MU/BDZ	P	MU/BEZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ
0.002	0.10	0.110	4.73	0.230	9.29	0.344	13.52	0.458	17.77	0.571	21.74
0.005	0.19	0.118	4.88	0.232	9.38	0.346	13.70	0.460	17.85	0.574	21.81
0.007	0.29	0.121	4.97	0.235	9.47	0.348	13.79	0.462	17.93	0.576	21.89
0.009	0.38	0.123	5.06	0.237	9.56	0.351	13.87	0.464	18.01	0.578	21.97
0.011	0.48	0.125	5.15	0.239	9.64	0.353	13.96	0.467	18.09	0.581	22.05
0.014	0.57	0.128	5.24	0.241	9.73	0.355	14.04	0.469	18.17	0.583	22.12
0.016	0.67	0.130	5.33	0.244	9.82	0.357	14.13	0.471	18.25	0.585	22.20
0.018	0.76	0.132	5.43	0.246	9.91	0.360	14.21	0.474	18.33	0.587	22.28
0.020	0.86	0.134	5.52	0.248	10.00	0.362	14.29	0.476	18.41	0.590	22.35
0.023	0.95	0.137	5.61	0.250	10.08	0.364	14.36	0.478	18.49	0.592	22.43
0.025	1.05	0.139	5.70	0.253	10.17	0.367	14.46	0.480	18.58	0.594	22.51
0.027	1.14	0.141	5.79	0.255	10.26	0.369	14.55	0.483	18.66	0.597	22.58
0.030	1.24	0.143	5.88	0.257	10.35	0.371	14.63	0.485	18.74	0.599	22.66
0.032	1.33	0.146	5.97	0.260	10.43	0.373	14.72	0.487	18.82	0.601	22.74
0.034	1.43	0.148	6.06	0.262	10.52	0.376	14.80	0.490	18.90	0.603	22.81
0.036	1.52	0.150	6.15	0.264	10.61	0.378	14.88	0.492	18.98	0.606	22.89
0.039	1.62	0.153	6.25	0.266	10.70	0.380	14.97	0.494	19.06	0.608	22.97
0.041	1.71	0.155	6.34	0.269	10.78	0.382	15.05	0.496	19.14	0.610	23.04
0.043	1.80	0.157	6.43	0.271	10.87	0.385	15.13	0.499	19.22	0.612	23.12
0.046	1.90	0.159	6.52	0.273	10.96	0.387	15.22	0.501	19.30	0.615	23.20
0.048	1.99	0.162	6.61	0.275	11.04	0.389	15.30	0.503	19.38	0.617	23.27
0.050	2.09	0.164	6.70	0.278	11.13	0.392	15.38	0.505	19.46	0.619	23.35
0.052	2.18	0.166	6.79	0.280	11.22	0.394	15.47	0.508	19.54	0.622	23.42
0.055	2.27	0.168	6.88	0.282	11.30	0.396	15.55	0.510	19.61	0.624	23.50
0.057	2.37	0.171	6.97	0.285	11.39	0.398	15.63	0.512	19.69	0.626	23.58
0.059	2.46	0.173	7.06	0.287	11.48	0.401	15.72	0.515	19.77	0.628	23.65
0.061	2.56	0.175	7.15	0.289	11.56	0.403	15.80	0.517	19.85	0.631	23.73
0.064	2.65	0.178	7.24	0.291	11.65	0.405	15.88	0.519	19.93	0.633	23.80
0.066	2.74	0.180	7.33	0.294	11.74	0.408	15.96	0.521	20.01	0.635	23.88
0.068	2.84	0.182	7.42	0.296	11.82	0.410	16.05	0.524	20.09	0.637	23.95
0.071	2.93	0.184	7.51	0.298	11.91	0.412	16.13	0.526	20.17	0.640	24.03
0.073	3.02	0.187	7.60	0.301	12.00	0.414	16.21	0.528	20.25	0.642	24.11
0.075	3.12	0.189	7.69	0.303	12.08	0.417	16.29	0.530	20.33	0.644	24.18
0.077	3.21	0.191	7.78	0.305	12.17	0.419	16.38	0.533	20.41	0.647	24.26
0.080	3.30	0.194	7.87	0.307	12.25	0.421	16.46	0.535	20.49	0.649	24.33
0.082	3.40	0.196	7.96	0.310	12.34	0.423	16.54	0.537	20.56	0.651	24.41
0.084	3.49	0.198	8.05	0.312	12.43	0.426	16.62	0.540	20.64	0.653	24.48
0.087	3.58	0.200	8.14	0.314	12.51	0.428	16.71	0.542	20.72	0.656	24.56
0.089	3.67	0.203	8.23	0.316	12.60	0.430	16.79	0.544	20.80	0.658	24.63
0.091	3.77	0.205	8.31	0.319	12.68	0.433	16.87	0.546	20.88	0.660	24.71
0.093	3.86	0.207	8.40	0.321	12.77	0.435	16.95	0.549	20.96	0.663	24.78
0.096	3.95	0.209	8.49	0.323	12.85	0.437	17.03	0.551	21.03	0.665	24.86
0.098	4.05	0.212	8.58	0.326	12.94	0.439	17.12	0.553	21.11	0.667	24.93
0.100	4.14	0.214	8.67	0.328	13.02	0.442	17.20	0.556	21.19	0.669	25.00
0.102	4.23	0.216	8.76	0.330	13.11	0.444	17.28	0.558	21.27	0.672	25.08
0.105	4.32	0.219	8.85	0.332	13.19	0.446	17.36	0.560	21.35	0.674	25.15
0.107	4.41	0.221	8.94	0.335	13.28	0.449	17.44	0.562	21.42	0.676	25.23
0.109	4.51	0.223	9.03	0.337	13.36	0.451	17.52	0.565	21.50	0.678	25.30
0.112	4.60	0.225	9.11	0.339	13.45	0.453	17.60	0.567	21.58	0.681	25.38
0.114	4.69	0.228	9.20	0.342	13.53	0.455	17.69	0.569	21.66	0.683	25.45

BALANCEADO =0.0151786

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
0.685-25.52	0.799-29.13	0.913-32.56	1.027-35.81				
0.688-25.60	0.801-29.20	0.915-32.63	1.029-35.87				
0.690-25.67	0.804-29.27	0.918-32.69	1.031-35.94				
0.692-25.75	0.806-29.34	0.920-32.76	1.034-36.00				
0.694-25.82	0.808-29.41	0.922-32.83	1.036-36.06				
0.697-25.89	0.811-29.48	0.924-32.89	1.038-36.13				
0.699-25.97	0.813-29.55	0.927-32.96	1.040-36.19				
0.701-26.04	0.815-29.62	0.929-33.03	1.043-36.25				
0.704-26.11	0.817-29.69	0.931-33.09	1.045-36.31				
0.706-26.19	0.820-29.76	0.933-33.16	1.047-36.38				
0.708-26.26	0.822-29.83	0.936-33.23	1.050-36.44				
0.710-26.33	0.824-29.90	0.938-33.29	1.052-36.50				
0.713-26.41	0.826-29.97	0.940-33.36	1.054-36.56				
0.715-26.48	0.829-30.04	0.943-33.42	1.056-36.63				
0.717-26.55	0.831-30.11	0.945-33.49	1.059-36.69				
0.719-26.63	0.833-30.18	0.947-33.55	1.061-36.75				
0.722-26.70	0.836-30.25	0.949-33.62	1.063-36.81				
0.724-26.77	0.838-30.32	0.952-33.69	1.066-36.87				
0.726-26.84	0.840-30.39	0.954-33.75	1.068-36.94				
0.729-26.92	0.842-30.46	0.956-33.82	1.070-37.00				
0.731-26.99	0.845-30.53	0.958-33.88	1.072-37.06				
0.733-27.06	0.847-30.59	0.961-33.95	1.075-37.12				
0.735-27.13	0.849-30.66	0.963-34.01	1.077-37.18				
0.738-27.21	0.851-30.73	0.965-34.08	1.079-37.24				
0.740-27.28	0.854-30.80	0.968-34.14	1.081-37.31				
0.742-27.35	0.856-30.87	0.970-34.21	1.084-37.37				
0.744-27.42	0.858-30.94	0.972-34.27	1.086-37.43				
0.747-27.49	0.861-31.01	0.974-34.34	1.088-37.49				
0.749-27.57	0.863-31.07	0.977-34.40	1.091-37.55				
0.751-27.64	0.865-31.14	0.979-34.47	1.093-37.61				
0.754-27.71	0.867-31.21	0.981-34.53	1.095-37.67				
0.756-27.78	0.870-31.28	0.984-34.60	1.097-37.73				
0.758-27.85	0.872-31.35	0.986-34.66	1.100-37.80				
0.760-27.93	0.874-31.42	0.988-34.73	1.102-37.86				
0.763-28.00	0.877-31.48	0.990-34.79	1.104-37.92				
0.765-28.07	0.879-31.55	0.993-34.85	1.106-37.98				
0.767-28.14	0.881-31.62	0.995-34.92	1.109-38.04				
0.770-28.21	0.883-31.69	0.997-34.98	1.111-38.10				
0.772-28.28	0.886-31.75	0.999-35.05	1.113-38.16				
0.774-28.35	0.888-31.82	1.002-35.11	1.116-38.22				
0.776-28.43	0.890-31.89	1.004-35.17	1.118-38.28				
0.779-28.50	0.892-31.96	1.006-35.24	1.120-38.34				
0.781-28.57	0.895-32.02	1.009-35.30	1.122-38.40				
0.783-28.64	0.897-32.09	1.011-35.37	1.125-38.46				
0.785-28.71	0.899-32.16	1.013-35.43	1.127-38.52				
0.788-28.78	0.902-32.23	1.015-35.49	1.129-38.58				
0.790-28.85	0.904-32.29	1.018-35.56	1.132-38.64				
0.792-28.92	0.906-32.36	1.020-35.62	1.134-38.70				
0.795-28.99	0.908-32.43	1.022-35.68	1.136-38.75				
0.797-29.06	0.911-32.49	1.025-35.75	1.138-38.82				

BY ACERO =4200.00

FC CONCRETO =200.00

PORCENTAJE

P	ML/BOZ	P	ML/BOZ	P	MU/BOZ	P	ML/BOZ	P	MU/BOZ	P	MU/BOZ
0.003	0.12	0.155	0.53	0.307	12.35	0.458	18.16	0.610	23.69	0.762	28.98
0.006	0.25	0.158	0.50	0.310	12.51	0.461	18.27	0.613	23.80	0.765	29.08
0.009	0.38	0.161	0.62	0.313	12.62	0.464	18.38	0.616	23.91	0.768	29.19
0.012	0.51	0.164	0.75	0.316	12.74	0.467	18.50	0.619	24.01	0.771	29.29
0.015	0.64	0.167	0.87	0.319	12.86	0.471	18.61	0.622	24.12	0.774	29.39
0.018	0.76	0.170	0.99	0.322	12.98	0.474	18.72	0.625	24.23	0.777	29.50
0.021	0.89	0.173	1.11	0.325	13.09	0.477	18.84	0.628	24.34	0.780	29.60
0.024	1.02	0.176	1.23	0.328	13.21	0.480	18.95	0.631	24.44	0.783	29.70
0.027	1.14	0.179	1.36	0.331	13.33	0.483	19.06	0.634	24.55	0.786	29.81
0.030	1.27	0.182	1.48	0.334	13.44	0.486	19.17	0.637	24.66	0.789	29.91
0.033	1.40	0.185	1.60	0.337	13.56	0.489	19.28	0.641	24.77	0.792	30.01
0.036	1.52	0.188	1.72	0.340	13.68	0.492	19.40	0.644	24.87	0.795	30.11
0.039	1.65	0.191	1.84	0.343	13.80	0.495	19.51	0.647	24.98	0.798	30.21
0.042	1.78	0.194	1.96	0.346	13.91	0.498	19.62	0.650	25.09	0.801	30.32
0.045	1.90	0.197	2.08	0.349	14.03	0.501	19.73	0.653	25.20	0.804	30.42
0.048	2.03	0.200	2.21	0.352	14.14	0.504	19.84	0.656	25.30	0.807	30.52
0.052	2.15	0.203	2.33	0.355	14.26	0.507	19.95	0.659	25.41	0.811	30.62
0.055	2.28	0.206	2.45	0.358	14.38	0.510	20.07	0.662	25.52	0.814	30.73
0.058	2.41	0.209	2.57	0.361	14.49	0.513	20.18	0.665	25.62	0.817	30.83
0.061	2.53	0.213	2.69	0.364	14.61	0.516	20.29	0.668	25.73	0.820	30.93
0.064	2.66	0.218	2.81	0.367	14.73	0.519	20.40	0.671	25.83	0.823	31.03
0.067	2.78	0.219	2.93	0.370	14.84	0.522	20.51	0.674	25.94	0.826	31.13
0.070	2.91	0.222	3.05	0.373	14.96	0.525	20.62	0.677	26.05	0.829	31.23
0.073	3.03	0.225	3.17	0.376	15.07	0.528	20.73	0.680	26.15	0.832	31.33
0.076	3.16	0.228	3.29	0.379	15.19	0.531	20.84	0.683	26.26	0.835	31.44
0.079	3.28	0.231	3.41	0.383	15.30	0.534	20.95	0.686	26.37	0.838	31.54
0.082	3.41	0.234	3.53	0.386	15.42	0.537	21.06	0.689	26.47	0.841	31.64
0.085	3.53	0.237	3.65	0.389	15.53	0.540	21.18	0.692	26.58	0.844	31.74
0.088	3.66	0.240	3.77	0.392	15.65	0.543	21.29	0.695	26.68	0.847	31.84
0.091	3.78	0.243	3.89	0.395	15.76	0.546	21.40	0.698	26.79	0.850	31.94
0.094	3.91	0.246	4.01	0.398	15.88	0.549	21.51	0.701	26.89	0.853	32.04
0.097	4.03	0.249	4.13	0.401	15.99	0.552	21.62	0.704	27.00	0.856	32.14
0.100	4.16	0.252	4.25	0.404	16.11	0.555	21.73	0.707	27.10	0.859	32.24
0.103	4.28	0.255	4.37	0.407	16.22	0.559	21.84	0.710	27.21	0.862	32.34
0.106	4.40	0.258	4.49	0.410	16.34	0.562	21.95	0.713	27.31	0.865	32.44
0.109	4.53	0.261	4.61	0.413	16.45	0.565	22.06	0.716	27.42	0.868	32.54
0.112	4.65	0.264	4.73	0.416	16.57	0.568	22.17	0.719	27.52	0.871	32.64
0.115	4.78	0.267	4.85	0.419	16.68	0.571	22.27	0.722	27.63	0.874	32.74
0.118	4.90	0.270	4.97	0.422	16.80	0.574	22.38	0.726	27.73	0.877	32.84
0.121	5.02	0.273	5.09	0.425	16.91	0.577	22.49	0.729	27.84	0.880	32.94
0.124	5.15	0.276	5.21	0.428	17.02	0.580	22.60	0.732	27.94	0.883	33.04
0.128	5.27	0.279	5.32	0.431	17.14	0.583	22.71	0.735	28.05	0.886	33.14
0.131	5.39	0.282	5.44	0.434	17.25	0.586	22.82	0.738	28.15	0.889	33.24
0.134	5.52	0.285	5.56	0.437	17.37	0.589	22.93	0.741	28.25	0.892	33.34
0.137	5.64	0.288	5.68	0.440	17.48	0.592	23.04	0.744	28.36	0.896	33.44
0.140	5.76	0.291	5.80	0.443	17.59	0.595	23.15	0.747	28.46	0.899	33.54
0.143	5.89	0.294	5.92	0.446	17.71	0.598	23.26	0.750	28.57	0.902	33.64
0.146	6.01	0.298	6.03	0.449	17.82	0.601	23.36	0.753	28.67	0.905	33.74
0.149	6.13	0.301	6.15	0.452	17.93	0.604	23.47	0.756	28.77	0.908	33.83
0.152	6.26	0.304	6.27	0.455	18.05	0.607	23.58	0.759	28.88	0.911	33.93

DIVIDIR LOS p DEL LISTADO = 1

BALANCEADO = 0.0202381

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
1.914	-34.03	1.066	-38.84	1.217	-43.42	1.369	-47.75
1.917	-34.13	1.069	-38.94	1.220	-43.50	1.372	-47.83
1.920	-34.23	1.072	-39.03	1.223	-43.59	1.375	-47.92
1.923	-34.33	1.075	-39.12	1.226	-43.68	1.378	-48.00
1.926	-34.43	1.078	-39.22	1.229	-43.77	1.381	-48.08
1.929	-34.52	1.081	-39.31	1.232	-43.86	1.384	-48.17
1.932	-34.62	1.084	-39.40	1.236	-43.95	1.387	-48.25
1.935	-34.72	1.087	-39.50	1.239	-44.04	1.390	-48.33
1.938	-34.82	1.090	-39.59	1.242	-44.12	1.393	-48.42
1.941	-34.92	1.093	-39.68	1.245	-44.21	1.396	-48.50
1.944	-35.01	1.096	-39.78	1.248	-44.30	1.399	-48.58
1.947	-35.11	1.099	-39.87	1.251	-44.39	1.402	-48.67
1.950	-35.21	1.102	-39.96	1.254	-44.48	1.405	-48.75
1.953	-35.31	1.105	-40.06	1.257	-44.56	1.409	-48.83
1.956	-35.40	1.108	-40.15	1.260	-44.65	1.412	-48.92
1.959	-35.50	1.111	-40.24	1.263	-44.74	1.415	-49.00
1.962	-35.60	1.114	-40.33	1.266	-44.83	1.418	-49.08
1.965	-35.69	1.117	-40.42	1.269	-44.91	1.421	-49.17
1.968	-35.79	1.120	-40.52	1.272	-45.00	1.424	-49.25
1.971	-35.89	1.123	-40.61	1.275	-45.09	1.427	-49.33
1.974	-35.99	1.126	-40.70	1.278	-45.18	1.430	-49.41
1.977	-36.08	1.129	-40.79	1.281	-45.26	1.433	-49.50
1.981	-36.18	1.132	-40.88	1.284	-45.35	1.436	-49.58
1.984	-36.27	1.135	-40.98	1.287	-45.44	1.439	-49.66
1.987	-36.37	1.138	-41.07	1.290	-45.52	1.442	-49.74
1.990	-36.47	1.141	-41.16	1.293	-45.61	1.445	-49.82
1.993	-36.56	1.144	-41.25	1.296	-45.70	1.448	-49.90
1.996	-36.66	1.147	-41.34	1.299	-45.78	1.451	-49.99
1.999	-36.76	1.151	-41.43	1.302	-45.87	1.454	-50.07
1.002	-36.85	1.154	-41.52	1.305	-45.96	1.457	-50.15
1.005	-36.95	1.157	-41.62	1.308	-46.04	1.460	-50.23
1.008	-37.04	1.160	-41.71	1.311	-46.13	1.463	-50.31
1.011	-37.14	1.163	-41.80	1.314	-46.22	1.466	-50.39
1.014	-37.23	1.166	-41.89	1.317	-46.30	1.469	-50.47
1.017	-37.33	1.169	-41.98	1.320	-46.39	1.472	-50.56
1.020	-37.43	1.172	-42.07	1.324	-46.47	1.475	-50.64
1.023	-37.52	1.175	-42.16	1.327	-46.56	1.478	-50.72
1.026	-37.62	1.178	-42.25	1.330	-46.64	1.481	-50.80
1.029	-37.71	1.181	-42.34	1.333	-46.73	1.484	-50.88
1.032	-37.81	1.184	-42.43	1.336	-46.81	1.487	-50.96
1.035	-37.90	1.187	-42.52	1.339	-46.90	1.490	-51.04
1.038	-38.00	1.190	-42.61	1.342	-46.99	1.494	-51.12
1.041	-38.09	1.193	-42.70	1.345	-47.07	1.497	-51.20
1.044	-38.18	1.196	-42.79	1.348	-47.16	1.500	-51.28
1.047	-38.28	1.199	-42.88	1.351	-47.24	1.503	-51.36
1.050	-38.37	1.202	-42.97	1.354	-47.32	1.506	-51.44
1.053	-38.47	1.205	-43.06	1.357	-47.41	1.509	-51.52
1.056	-38.56	1.208	-43.15	1.360	-47.49	1.512	-51.60
1.059	-38.66	1.211	-43.24	1.363	-47.58	1.515	-51.68
1.062	-38.75	1.214	-43.33	1.366	-47.66	1.518	-51.75

FY ALERE = 4200.00

FC CONCRETO = 250.00

PORCENTAJE

P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ	P	MU/BDZ
C.004-	0.16	C.194-	7.97	U.383-	15.49	U.573-	22.70	U.703-	29.01	U.952-	36.23
C.008-	0.32	C.197-	8.13	U.387-	15.63	U.577-	22.84	U.707-	29.15	U.956-	36.36
C.011-	0.48	C.201-	8.28	U.391-	15.78	U.581-	22.98	U.710-	29.28	U.960-	36.48
C.015-	0.64	C.205-	8.43	U.395-	15.93	U.584-	23.12	U.714-	29.42	U.964-	36.61
C.019-	0.80	C.209-	8.58	U.398-	16.07	U.588-	23.26	U.718-	29.56	U.968-	36.74
C.023-	0.96	C.213-	8.74	U.402-	16.22	U.592-	23.40	U.722-	29.70	U.971-	36.87
C.027-	1.11	C.216-	8.89	U.406-	16.37	U.596-	23.54	U.725-	29.84	U.975-	37.00
C.030-	1.27	C.220-	9.04	U.410-	16.51	U.600-	23.68	U.729-	29.98	U.979-	37.13
C.034-	1.43	C.224-	9.19	U.414-	16.66	U.603-	23.82	U.733-	30.12	U.983-	37.26
C.038-	1.59	C.228-	9.35	U.417-	16.81	U.607-	23.97	U.737-	30.26	U.987-	37.38
C.042-	1.75	C.231-	9.50	U.421-	16.95	U.611-	24.11	U.740-	30.40	U.990-	37.51
C.046-	1.90	C.235-	9.65	U.425-	17.10	U.615-	24.25	U.744-	30.54	U.994-	37.64
C.049-	2.06	C.239-	9.80	U.429-	17.24	U.619-	24.39	U.748-	30.68	U.998-	37.77
C.053-	2.22	C.243-	9.95	U.433-	17.39	U.622-	24.53	U.752-	30.82	1.002-	37.90
C.057-	2.38	C.247-	10.11	U.436-	17.54	U.626-	24.68	U.756-	30.96	1.006-	38.02
C.061-	2.53	C.250-	10.26	U.440-	17.68	U.630-	24.82	U.760-	31.10	1.009-	38.15
C.065-	2.69	C.254-	10.41	U.444-	17.83	U.634-	24.96	U.764-	31.24	1.013-	38.28
C.068-	2.85	C.258-	10.56	U.448-	17.97	U.637-	25.10	U.768-	31.38	1.017-	38.41
C.072-	3.01	C.262-	10.71	U.452-	18.12	U.641-	25.24	U.772-	31.52	1.021-	38.53
C.076-	3.16	C.266-	10.86	U.455-	18.26	U.645-	25.38	U.776-	31.66	1.025-	38.66
C.080-	3.32	C.269-	11.01	U.459-	18.41	U.649-	25.52	U.780-	31.80	1.028-	38.79
C.083-	3.48	C.273-	11.16	U.463-	18.55	U.653-	25.66	U.784-	31.94	1.032-	38.91
C.087-	3.63	C.277-	11.32	U.467-	18.70	U.656-	25.80	U.788-	32.08	1.036-	39.04
C.091-	3.79	C.281-	11.47	U.471-	18.84	U.660-	25.94	U.792-	32.22	1.040-	39.17
C.095-	3.95	C.285-	11.62	U.474-	18.99	U.664-	26.08	U.796-	32.36	1.044-	39.29
C.099-	4.10	C.289-	11.77	U.478-	19.13	U.668-	26.22	U.800-	32.50	1.047-	39.42
C.102-	4.26	C.292-	11.92	U.482-	19.27	U.672-	26.36	U.804-	32.64	1.051-	39.55
C.106-	4.42	C.296-	12.07	U.486-	19.42	U.675-	26.50	U.808-	32.78	1.055-	39.67
C.110-	4.57	C.300-	12.22	U.490-	19.56	U.679-	26.64	U.812-	32.92	1.059-	39.80
C.114-	4.73	C.304-	12.37	U.493-	19.71	U.683-	26.78	U.816-	33.06	1.062-	39.92
C.118-	4.88	C.307-	12.52	U.497-	19.85	U.687-	26.92	U.820-	33.20	1.066-	40.05
C.121-	5.04	C.311-	12.67	U.501-	19.99	U.691-	27.06	U.824-	33.34	1.070-	40.18
C.125-	5.19	C.315-	12.82	U.505-	20.14	U.694-	27.20	U.828-	33.48	1.074-	40.30
C.129-	5.35	C.319-	12.96	U.508-	20.28	U.698-	27.34	U.832-	33.62	1.078-	40.43
C.133-	5.50	C.323-	13.11	U.512-	20.42	U.702-	27.48	U.836-	33.76	1.081-	40.55
C.137-	5.66	C.326-	13.26	U.516-	20.57	U.706-	27.62	U.840-	33.90	1.085-	40.68
C.140-	5.81	C.330-	13.41	U.520-	20.71	U.710-	27.76	U.844-	34.04	1.089-	40.80
C.144-	5.97	C.334-	13.56	U.524-	20.85	U.713-	27.90	U.848-	34.18	1.093-	40.93
C.148-	6.12	C.338-	13.71	U.527-	20.99	U.717-	28.04	U.852-	34.32	1.097-	41.05
C.152-	6.28	C.342-	13.86	U.531-	21.14	U.721-	28.18	U.856-	34.46	1.100-	41.18
C.156-	6.43	C.345-	14.01	U.535-	21.28	U.725-	28.32	U.860-	34.60	1.104-	41.30
C.159-	6.59	C.349-	14.16	U.539-	21.42	U.729-	28.46	U.864-	34.74	1.108-	41.43
C.163-	6.74	C.353-	14.30	U.543-	21.56	U.732-	28.60	U.868-	34.88	1.112-	41.55
C.167-	6.90	C.357-	14.45	U.546-	21.71	U.736-	28.74	U.872-	35.02	1.116-	41.67
C.171-	7.05	C.360-	14.60	U.550-	21.85	U.740-	28.88	U.876-	35.16	1.119-	41.80
C.175-	7.20	C.364-	14.75	U.554-	21.99	U.744-	29.02	U.880-	35.30	1.123-	41.92
C.178-	7.36	C.368-	14.90	U.558-	22.13	U.748-	29.16	U.884-	35.44	1.127-	42.05
C.182-	7.51	C.372-	15.04	U.562-	22.27	U.751-	29.30	U.888-	35.58	1.131-	42.17
C.186-	7.67	C.376-	15.19	U.565-	22.42	U.755-	29.44	U.892-	35.72	1.135-	42.29
C.190-	7.82	C.379-	15.34	U.569-	22.56	U.759-	29.58	U.896-	35.86	1.138-	42.42

BALANCEADO =0.0252976

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
1.142-42.54		1.332-48.55		1.522-54.27		1.711-59.68	
1.146-42.66		1.336-48.67		1.525-54.38		1.715-59.79	
1.150-42.79		1.339-48.79		1.529-54.49		1.719-59.89	
1.154-42.91		1.343-48.91		1.533-54.60		1.723-60.00	
1.157-43.03		1.347-49.02		1.537-54.71		1.727-60.10	
1.161-43.15		1.351-49.14		1.541-54.82		1.730-60.21	
1.165-43.28		1.355-49.26		1.544-54.93		1.734-60.31	
1.169-43.40		1.358-49.37		1.548-55.05		1.738-60.42	
1.173-43.52		1.362-49.49		1.552-55.16		1.742-60.52	
1.176-43.64		1.366-49.61		1.556-55.27		1.745-60.63	
1.180-43.77		1.370-49.72		1.560-55.38		1.749-60.73	
1.184-43.89		1.374-49.84		1.563-55.49		1.753-60.83	
1.188-44.01		1.377-49.95		1.567-55.60		1.757-60.94	
1.191-44.13		1.381-50.07		1.571-55.71		1.761-61.04	
1.195-44.25		1.385-50.18		1.575-55.82		1.764-61.15	
1.199-44.38		1.389-50.30		1.579-55.92		1.768-61.25	
1.203-44.50		1.393-50.42		1.582-56.03		1.772-61.35	
1.207-44.62		1.396-50.53		1.586-56.14		1.776-61.46	
1.210-44.74		1.400-50.65		1.590-56.25		1.780-61.56	
1.214-44.86		1.404-50.76		1.594-56.36		1.783-61.66	
1.218-44.98		1.408-50.88		1.597-56.47		1.787-61.77	
1.222-45.10		1.412-50.99		1.601-56.58		1.791-61.87	
1.226-45.22		1.415-51.11		1.605-56.69		1.795-61.97	
1.229-45.34		1.419-51.22		1.609-56.80		1.799-62.07	
1.233-45.46		1.423-51.33		1.613-56.91		1.802-62.18	
1.237-45.58		1.427-51.45		1.616-57.01		1.806-62.28	
1.241-45.70		1.431-51.56		1.620-57.12		1.810-62.38	
1.245-45.82		1.434-51.68		1.624-57.23		1.814-62.48	
1.248-45.94		1.438-51.79		1.628-57.34		1.818-62.59	
1.252-46.06		1.442-51.91		1.632-57.45		1.821-62.69	
1.256-46.18		1.446-52.02		1.635-57.55		1.825-62.79	
1.260-46.30		1.450-52.13		1.639-57.66		1.829-62.89	
1.264-46.42		1.453-52.25		1.643-57.77		1.833-62.99	
1.267-46.54		1.457-52.36		1.647-57.88		1.837-63.09	
1.271-46.66		1.461-52.47		1.651-57.98		1.840-63.19	
1.275-46.78		1.465-52.59		1.654-58.09		1.844-63.30	
1.279-46.90		1.468-52.70		1.658-58.20		1.848-63.40	
1.283-47.02		1.472-52.81		1.662-58.30		1.852-63.50	
1.286-47.14		1.476-52.92		1.666-58.41		1.856-63.60	
1.290-47.26		1.480-53.04		1.670-58.52		1.859-63.70	
1.294-47.38		1.484-53.15		1.673-58.62		1.863-63.80	
1.298-47.49		1.487-53.26		1.677-58.73		1.867-63.90	
1.302-47.61		1.491-53.37		1.681-58.84		1.871-64.00	
1.305-47.73		1.495-53.49		1.685-58.94		1.874-64.10	
1.309-47.85		1.499-53.60		1.689-59.05		1.878-64.20	
1.313-47.97		1.503-53.71		1.692-59.16		1.882-64.30	
1.317-48.08		1.506-53.82		1.696-59.26		1.886-64.40	
1.321-48.20		1.510-53.93		1.700-59.37		1.890-64.50	
1.324-48.32		1.514-54.05		1.704-59.47		1.893-64.60	
1.328-48.44		1.518-54.16		1.708-59.58		1.897-64.70	

EY ACERO = 4200.00

FC CONCRETO = 300.00

PORCENTAJE

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
0.005-	0.19	0.232-	9.57	0.460-	18.58	0.688-	27.24	0.915-	35.53	1.143-	43.47
0.009-	0.32	0.237-	9.75	0.464-	18.76	0.692-	27.41	0.920-	35.70	1.147-	43.63
0.014-	0.57	0.241-	9.93	0.469-	18.94	0.697-	27.58	0.924-	35.86	1.152-	43.78
0.018-	0.76	0.246-	10.12	0.474-	19.11	0.701-	27.75	0.929-	36.02	1.157-	43.94
0.023-	0.95	0.250-	10.30	0.478-	19.29	0.706-	27.92	0.933-	36.18	1.161-	44.09
0.027-	1.14	0.255-	10.48	0.483-	19.46	0.710-	28.08	0.938-	36.34	1.166-	44.24
0.032-	1.34	0.260-	10.67	0.487-	19.64	0.715-	28.25	0.943-	36.51	1.170-	44.40
0.036-	1.53	0.264-	10.85	0.492-	19.82	0.719-	28.42	0.947-	36.67	1.175-	44.55
0.041-	1.72	0.269-	11.03	0.496-	19.99	0.724-	28.59	0.952-	36.83	1.179-	44.71
0.046-	1.91	0.273-	11.22	0.501-	20.17	0.729-	28.76	0.956-	36.99	1.184-	44.86
0.050-	2.10	0.278-	11.40	0.505-	20.34	0.733-	28.93	0.961-	37.15	1.188-	45.02
0.055-	2.28	0.282-	11.58	0.510-	20.52	0.738-	29.09	0.965-	37.31	1.193-	45.17
0.059-	2.47	0.287-	11.76	0.515-	20.69	0.742-	29.26	0.970-	37.47	1.198-	45.32
0.064-	2.66	0.291-	11.95	0.519-	20.87	0.747-	29.43	0.974-	37.63	1.202-	45.48
0.068-	2.85	0.296-	12.13	0.524-	21.04	0.751-	29.60	0.979-	37.79	1.207-	45.63
0.073-	3.04	0.301-	12.31	0.528-	21.22	0.756-	29.77	0.984-	37.95	1.211-	45.78
0.077-	3.23	0.305-	12.49	0.533-	21.39	0.760-	29.93	0.988-	38.11	1.216-	45.93
0.082-	3.42	0.310-	12.67	0.537-	21.57	0.765-	30.10	0.993-	38.27	1.220-	46.09
0.087-	3.61	0.314-	12.85	0.542-	21.74	0.770-	30.27	0.997-	38.43	1.225-	46.24
0.091-	3.80	0.319-	13.04	0.546-	21.91	0.774-	30.43	1.002-	38.59	1.229-	46.39
0.096-	3.98	0.323-	13.22	0.551-	22.09	0.779-	30.60	1.006-	38.75	1.234-	46.54
0.100-	4.17	0.328-	13.40	0.556-	22.26	0.783-	30.77	1.011-	38.91	1.239-	46.70
0.105-	4.36	0.332-	13.58	0.560-	22.44	0.788-	30.93	1.015-	39.07	1.243-	46.85
0.109-	4.55	0.337-	13.76	0.565-	22.61	0.792-	31.10	1.020-	39.23	1.248-	47.00
0.114-	4.74	0.342-	13.94	0.569-	22.78	0.797-	31.27	1.025-	39.39	1.252-	47.15
0.118-	4.92	0.346-	14.12	0.574-	22.96	0.801-	31.43	1.029-	39.55	1.257-	47.30
0.123-	5.11	0.351-	14.30	0.578-	23.13	0.806-	31.60	1.034-	39.71	1.261-	47.46
0.128-	5.30	0.355-	14.48	0.583-	23.30	0.811-	31.76	1.038-	39.86	1.266-	47.61
0.132-	5.49	0.360-	14.66	0.587-	23.47	0.815-	31.93	1.043-	40.02	1.270-	47.76
0.137-	5.67	0.364-	14.84	0.592-	23.65	0.820-	32.09	1.047-	40.18	1.275-	47.91
0.141-	5.86	0.369-	15.02	0.597-	23.82	0.824-	32.26	1.052-	40.34	1.280-	48.06
0.146-	6.05	0.373-	15.20	0.601-	23.99	0.829-	32.42	1.056-	40.50	1.284-	48.21
0.150-	6.23	0.378-	15.38	0.606-	24.16	0.833-	32.59	1.061-	40.66	1.289-	48.36
0.155-	6.42	0.383-	15.56	0.610-	24.34	0.838-	32.75	1.066-	40.81	1.293-	48.51
0.159-	6.61	0.387-	15.74	0.615-	24.51	0.842-	32.92	1.070-	40.97	1.298-	48.66
0.164-	6.79	0.392-	15.92	0.619-	24.68	0.847-	33.08	1.075-	41.13	1.302-	48.81
0.168-	6.98	0.396-	16.10	0.624-	24.85	0.852-	33.25	1.079-	41.29	1.307-	48.96
0.173-	7.16	0.401-	16.27	0.628-	25.02	0.856-	33.41	1.084-	41.44	1.311-	49.11
0.178-	7.35	0.405-	16.45	0.633-	25.19	0.861-	33.58	1.088-	41.60	1.316-	49.26
0.182-	7.53	0.410-	16.63	0.637-	25.37	0.865-	33.74	1.093-	41.76	1.321-	49.41
0.187-	7.72	0.414-	16.81	0.642-	25.54	0.870-	33.90	1.097-	41.91	1.325-	49.56
0.191-	7.91	0.419-	16.99	0.647-	25.71	0.874-	34.07	1.102-	42.07	1.330-	49.71
0.196-	8.09	0.423-	17.16	0.651-	25.88	0.879-	34.23	1.106-	42.23	1.334-	49.86
0.200-	8.28	0.428-	17.34	0.656-	26.05	0.883-	34.39	1.111-	42.38	1.339-	50.01
0.205-	8.46	0.433-	17.52	0.660-	26.22	0.888-	34.56	1.116-	42.54	1.343-	50.16
0.209-	8.65	0.437-	17.70	0.665-	26.39	0.892-	34.72	1.120-	42.69	1.348-	50.31
0.214-	8.83	0.442-	17.87	0.669-	26.56	0.897-	34.88	1.125-	42.85	1.352-	50.46
0.219-	9.01	0.446-	18.05	0.674-	26.73	0.902-	35.05	1.129-	43.01	1.357-	50.61
0.223-	9.20	0.451-	18.23	0.678-	26.90	0.906-	35.21	1.134-	43.16	1.361-	50.75
0.228-	9.38	0.455-	18.41	0.683-	27.07	0.911-	35.37	1.138-	43.32	1.366-	50.90

BALANCEADO = 0.0303571

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
1.371-51.05		1.598-58.27		1.826-65.12		2.054-71.62	
1.375-51.20		1.603-58.41		1.830-65.26		2.058-71.75	
1.380-51.34		1.607-58.55		1.835-65.39		2.063-71.87	
1.384-51.49		1.612-58.69		1.840-65.52		2.067-72.00	
1.389-51.64		1.616-58.83		1.844-65.66		2.072-72.12	
1.393-51.79		1.621-58.97		1.849-65.79		2.076-72.25	
1.398-51.93		1.626-59.11		1.853-65.92		2.081-72.38	
1.402-52.08		1.630-59.25		1.858-66.05		2.085-72.50	
1.407-52.23		1.635-59.39		1.862-66.19		2.090-72.63	
1.412-52.37		1.639-59.53		1.867-66.32		2.095-72.75	
1.416-52.52		1.644-59.67		1.871-66.45		2.099-72.88	
1.421-52.67		1.648-59.80		1.876-66.58		2.104-73.00	
1.425-52.81		1.653-59.94		1.881-66.72		2.108-73.13	
1.430-52.96		1.657-60.08		1.885-66.85		2.113-73.25	
1.434-53.10		1.662-60.22		1.890-66.98		2.117-73.38	
1.439-53.25		1.667-60.36		1.894-67.11		2.122-73.50	
1.443-53.40		1.671-60.50		1.899-67.24		2.126-73.62	
1.448-53.54		1.676-60.64		1.903-67.37		2.131-73.75	
1.453-53.69		1.680-60.78		1.908-67.50		2.136-73.87	
1.457-53.83		1.685-60.91		1.912-67.63		2.140-74.00	
1.462-53.98		1.689-61.05		1.917-67.77		2.145-74.12	
1.466-54.12		1.694-61.19		1.922-67.90		2.149-74.24	
1.471-54.27		1.698-61.33		1.926-68.03		2.154-74.37	
1.475-54.41		1.703-61.46		1.931-68.16		2.158-74.49	
1.480-54.56		1.708-61.60		1.935-68.29		2.163-74.61	
1.484-54.70		1.712-61.74		1.940-68.42		2.167-74.73	
1.489-54.85		1.717-61.88		1.944-68.55		2.172-74.85	
1.494-54.99		1.721-62.01		1.949-68.68		2.177-74.98	
1.498-55.13		1.726-62.15		1.953-68.81		2.181-75.10	
1.503-55.28		1.730-62.29		1.958-68.94		2.186-75.22	
1.507-55.42		1.735-62.42		1.963-69.06		2.190-75.35	
1.512-55.56		1.739-62.56		1.967-69.19		2.195-75.47	
1.516-55.71		1.744-62.70		1.972-69.32		2.199-75.59	
1.521-55.85		1.749-62.83		1.976-69.45		2.204-75.71	
1.525-55.99		1.753-62.97		1.981-69.58		2.208-75.83	
1.530-56.14		1.758-63.10		1.985-69.71		2.213-75.96	
1.535-56.28		1.762-63.24		1.990-69.84		2.218-76.08	
1.539-56.42		1.767-63.37		1.994-69.97		2.222-76.20	
1.544-56.57		1.771-63.51		1.999-70.09		2.227-76.32	
1.548-56.71		1.776-63.64		2.004-70.22		2.231-76.44	
1.553-56.85		1.780-63.78		2.008-70.35		2.236-76.56	
1.557-56.99		1.785-63.91		2.013-70.48		2.240-76.68	
1.562-57.13		1.790-64.05		2.017-70.61		2.245-76.80	
1.566-57.28		1.794-64.18		2.022-70.73		2.249-76.92	
1.571-57.42		1.799-64.32		2.026-70.86		2.254-77.04	
1.575-57.56		1.803-64.45		2.031-70.99		2.259-77.15	
1.580-57.70		1.808-64.59		2.035-71.11		2.263-77.28	
1.585-57.84		1.812-64.72		2.040-71.24		2.268-77.40	
1.589-57.98		1.817-64.86		2.044-71.37		2.272-77.52	
1.594-58.12		1.821-64.99		2.049-71.49		2.277-77.64	

BALANCEADO = 0.0240833

P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2	P	MU/BD2
1.087-28.43		1.208-32.35		1.449-36.03		1.629-39.48	
1.091-28.52		1.272-32.42		1.452-36.10		1.633-39.55	
1.095-28.60		1.275-32.50		1.456-36.17		1.636-39.61	
1.098-28.68		1.279-32.57		1.459-36.24		1.640-39.68	
1.102-28.76		1.282-32.65		1.463-36.31		1.644-39.75	
1.105-28.84		1.286-32.73		1.467-36.38		1.647-39.81	
1.109-28.92		1.290-32.80		1.470-36.46		1.651-39.88	
1.113-29.00		1.293-32.88		1.474-36.53		1.654-39.94	
1.116-29.08		1.297-32.95		1.477-36.60		1.658-40.01	
1.120-29.16		1.300-33.03		1.481-36.67		1.662-40.08	
1.123-29.24		1.304-33.10		1.485-36.74		1.665-40.14	
1.127-29.32		1.308-33.18		1.488-36.81		1.669-40.21	
1.131-29.39		1.311-33.25		1.492-36.88		1.673-40.27	
1.134-29.47		1.315-33.33		1.496-36.95		1.676-40.34	
1.138-29.55		1.319-33.40		1.499-37.02		1.680-40.40	
1.142-29.63		1.322-33.48		1.503-37.09		1.683-40.47	
1.145-29.71		1.326-33.55		1.506-37.16		1.687-40.54	
1.149-29.79		1.329-33.63		1.510-37.23		1.691-40.60	
1.152-29.87		1.333-33.70		1.514-37.30		1.694-40.67	
1.156-29.95		1.337-33.77		1.517-37.37		1.698-40.73	
1.160-30.03		1.340-33.85		1.521-37.44		1.701-40.80	
1.163-30.11		1.344-33.92		1.524-37.51		1.705-40.86	
1.167-30.18		1.347-34.00		1.528-37.58		1.709-40.92	
1.170-30.26		1.351-34.07		1.532-37.64		1.712-40.99	
1.174-30.34		1.355-34.14		1.535-37.71		1.716-41.05	
1.178-30.42		1.358-34.22		1.539-37.78		1.719-41.12	
1.181-30.50		1.362-34.29		1.542-37.85		1.723-41.18	
1.185-30.58		1.365-34.36		1.546-37.92		1.727-41.25	
1.188-30.65		1.369-34.44		1.550-37.99		1.730-41.31	
1.192-30.73		1.373-34.51		1.553-38.06		1.734-41.38	
1.196-30.81		1.376-34.58		1.557-38.13		1.738-41.44	
1.199-30.89		1.380-34.66		1.561-38.20		1.741-41.50	
1.203-30.97		1.384-34.73		1.564-38.26		1.745-41.57	
1.207-31.04		1.387-34.80		1.568-38.33		1.748-41.63	
1.210-31.12		1.391-34.88		1.571-38.40		1.752-41.69	
1.214-31.20		1.394-34.95		1.575-38.47		1.756-41.76	
1.217-31.28		1.398-35.02		1.579-38.54		1.759-41.82	
1.221-31.35		1.402-35.09		1.582-38.60		1.763-41.88	
1.225-31.43		1.405-35.17		1.586-38.67		1.766-41.95	
1.228-31.51		1.409-35.24		1.589-38.74		1.770-42.01	
1.232-31.58		1.412-35.31		1.593-38.81		1.774-42.07	
1.235-31.66		1.416-35.38		1.597-38.88		1.777-42.14	
1.239-31.74		1.420-35.46		1.600-38.94		1.781-42.20	
1.243-31.81		1.423-35.53		1.604-39.01		1.785-42.26	
1.246-31.89		1.427-35.60		1.608-39.08		1.788-42.33	
1.250-31.97		1.431-35.67		1.611-39.14		1.792-42.39	
1.254-32.04		1.434-35.74		1.615-39.21		1.795-42.45	
1.257-32.12		1.438-35.81		1.618-39.28		1.799-42.51	
1.261-32.20		1.441-35.89		1.622-39.35		1.803-42.57	
1.264-32.27		1.445-35.96		1.626-39.41		1.806-42.64	

VARILLA LECHO INFERIOR

VARILLA LECHO SUPERIOR

NO	LD.VAR.	L.ADIC. X GANCHO	L.TOTAL G.DE 90	L.TOTAL G.DE 180	*	LD.VAR.	L.ADIC. X GANCHO	L.TOTAL G.DE 90
FY= 3000.		FC= 300.						
2.0	10.77	1.37	12.39	14.30	*	15.08	1.50	12.52
2.5	13.51	2.09	15.91	16.78	*	18.91	2.30	16.12
3.0	16.24	3.03	19.65	19.48	*	22.74	3.33	19.95
4.0	21.72	5.43	27.65	25.39	*	30.40	5.96	28.18
5.0	27.19	8.46	36.28	32.30	*	38.06	9.29	37.11
6.0	32.49	12.13	48.41	46.64	*	45.49	13.37	49.60
7.0	40.32	16.58	57.01	55.03	*	56.45	18.21	58.64
8.0	52.69	21.66	70.09	67.73	*	73.76	23.79	72.22
9.0	66.72	27.43	86.46	88.29	*	93.41	30.12	89.15
10.0	82.51	33.92	99.55	101.59	*	115.52	37.26	102.89
12.0	118.47	48.70	127.34	129.77	*	165.86	53.49	132.13
FY= 3000.		FC= 250.						
2.0	10.77	1.68	12.70	14.61	*	15.08	1.82	12.84
2.5	13.51	2.58	16.40	17.27	*	18.91	2.79	16.61
3.0	16.24	3.74	20.36	20.19	*	22.74	4.04	20.66
4.0	21.72	6.69	28.91	26.65	*	30.40	7.22	29.44
5.0	27.19	10.42	38.24	34.26	*	38.06	11.25	39.07
6.0	32.49	15.00	51.23	49.46	*	45.49	16.20	52.43
7.0	44.17	20.43	60.86	58.88	*	61.84	22.05	62.48
8.0	57.72	26.69	75.12	72.76	*	80.81	28.82	77.25
9.0	73.09	33.80	92.83	94.66	*	102.32	36.49	95.52
10.0	90.37	41.80	107.43	109.47	*	126.55	45.13	110.76
12.0	129.78	60.01	138.65	141.08	*	181.69	64.80	143.44
FY= 3000.		FC= 200.						
2.0	10.77	2.11	13.13	15.04	*	15.08	2.25	13.27
2.5	13.51	3.24	17.06	17.93	*	18.91	3.44	17.26
3.0	16.24	4.69	21.31	21.14	*	22.74	4.99	21.61
4.0	21.72	8.39	30.61	28.35	*	30.40	8.93	31.15
5.0	27.19	12.08	40.90	36.92	*	38.06	13.92	41.74
6.0	36.27	18.83	55.06	53.29	*	50.78	20.03	56.26
7.0	49.38	25.64	66.07	64.09	*	69.14	27.27	67.70
8.0	64.53	33.50	81.93	79.57	*	90.34	35.63	84.06
9.0	81.71	42.42	101.45	103.28	*	114.40	45.12	104.15
10.0	101.06	52.47	118.10	120.14	*	141.48	55.80	121.43
12.0	145.10	75.33	153.97	156.40	*	203.14	80.12	158.76
FY= 3000.		FC= 150.						
2.0	10.77	2.74	13.76	15.67	*	15.08	2.88	13.90
2.5	13.51	4.20	18.02	18.89	*	18.91	4.41	18.23
3.0	16.24	6.09	22.71	22.54	*	22.74	6.39	23.01
4.0	21.72	10.89	33.11	30.85	*	30.40	11.43	33.65
5.0	29.10	16.98	44.80	40.82	*	40.74	17.81	45.63
6.0	41.89	24.44	60.67	58.90	*	58.64	25.64	61.87
7.0	57.02	33.28	73.71	71.73	*	79.83	34.91	75.34
8.0	74.51	43.49	91.92	89.56	*	104.32	45.61	94.04
9.0	94.35	55.06	114.09	115.92	*	132.10	57.76	116.79
10.0	116.69	68.10	133.73	135.77	*	163.37	71.44	137.07
12.0	167.55	97.78	176.42	178.85	*	234.56	102.57	181.21

L. TOTAL
G. DE. 180

14.43
16.99
19.78
25.92
33.13
47.83
56.66
69.86
90.98
104.93
134.56

14.75
17.48
20.49
27.18
35.09
50.66
60.50
74.89
97.35
112.80
145.87

15.18
18.13
21.44
28.89
37.76
54.49
65.72
81.70
105.98
123.47
161.19

15.81
19.10
22.84
31.39
41.65
60.10
73.36
91.68
118.62
139.11
183.64

VARIILLA LECHO INFERIOR

VARIILLA LECHO SUPERIO

NO	L.D.VAR.	L. ADIC.		L. TOTAL		*	LD.VAR.	L. ADIC.		L. TOTAL
		X	GANCHO	G. DE 90	G. DE 180			X	GANCHO	
FY= 3500.		FC= 300.								
2.0	12.57		1.77	12.79	14.70	*	17.50		2.06	13.08
2.5	15.76		2.71	16.53	17.40	*	22.06		3.15	16.97
3.0	18.95		3.92	20.54	20.37	*	26.53		4.56	21.18
4.0	25.34		7.02	29.24	26.98	*	35.47		8.16	30.38
5.0	31.72		10.94	38.76	34.78	*	44.41		12.72	40.54
6.0	37.90		15.74	51.97	50.20	*	53.07		18.31	54.54
7.0	47.04		21.43	61.86	59.88	*	65.86		24.93	65.36
8.0	61.47		28.01	76.44	74.08	*	86.06		32.57	81.00
9.0	77.84		35.47	94.50	96.33	*	108.97		41.24	100.27
10.0	96.27		43.86	109.49	111.53	*	134.77		51.01	116.64
12.0	128.22		62.98	141.62	144.05	*	193.50		73.24	151.88

FY= 3500.		FC= 250.								
2.0	12.57		2.14	13.16	15.07	*	17.60		2.43	13.45
2.5	15.76		3.27	17.09	17.96	*	22.06		3.71	17.53
3.0	18.95		4.74	21.36	21.19	*	26.53		5.38	22.00
4.0	25.34		8.49	30.71	28.45	*	35.47		9.63	31.85
5.0	31.72		13.23	41.05	37.07	*	44.41		15.01	42.83
6.0	37.90		19.04	55.27	53.50	*	53.07		21.61	57.84
7.0	51.53		25.92	66.35	64.37	*	72.15		29.42	69.85
8.0	67.34		33.88	82.31	79.95	*	94.27		38.44	86.87
9.0	85.27		42.90	101.93	103.76	*	119.37		48.67	107.70
10.0	105.46		53.05	118.68	120.72	*	147.64		60.20	125.83
12.0	151.41		76.17	154.81	157.24	*	211.97		86.43	165.07

FY= 3500.		FC= 200.								
2.0	12.57		2.64	13.66	15.57	*	17.60		2.93	13.95
2.5	15.76		4.04	17.86	18.73	*	22.06		4.48	18.30
3.0	18.95		5.86	22.48	22.31	*	26.53		6.50	23.12
4.0	25.34		10.48	32.70	30.44	*	35.47		11.62	33.84
5.0	31.72		16.33	44.15	40.17	*	44.41		18.12	45.94
6.0	42.32		23.51	59.74	57.97	*	59.25		26.08	62.31
7.0	57.62		32.01	72.44	70.46	*	80.55		35.50	75.93
8.0	75.29		41.82	90.25	87.89	*	105.40		46.39	94.82
9.0	95.33		52.96	111.99	113.82	*	133.46		58.74	117.77
10.0	117.90		65.50	131.13	133.17	*	165.06		72.64	138.27
12.0	169.28		94.04	172.68	175.11	*	236.99		104.30	182.94

FY= 3500.		FC= 150.								
2.0	12.57		3.37	14.39	16.30	*	17.60		3.66	14.68
2.5	15.76		5.17	18.99	19.86	*	22.06		5.61	19.43
3.0	18.95		7.49	24.11	23.94	*	26.53		8.13	24.75
4.0	25.34		13.39	35.61	33.35	*	35.47		14.54	36.76
5.0	33.95		20.88	48.70	44.72	*	47.53		22.66	50.48
6.0	48.87		30.06	66.29	64.52	*	68.41		32.62	68.85
7.0	66.53		40.92	81.35	79.37	*	93.14		44.41	84.84
8.0	86.93		53.47	101.90	99.54	*	121.71		58.03	106.46
9.0	110.08		67.71	126.74	128.57	*	154.11		73.49	132.52
10.0	136.14		93.74	149.37	151.41	*	190.60		90.88	156.51
12.0	195.47		120.23	198.87	201.30	*	273.66		130.49	209.13

L. TOTAL
G. DE 180

14.99
17.84
21.01
28.12
36.56
52.77
63.38
78.64
102.10
118.68
154.31

15.36
18.40
21.83
29.59
38.85
56.07
67.87
84.51
109.53
127.87
167.50

15.86
19.17
22.95
31.58
41.96
60.54
73.95
92.46
119.60
140.31
185.37

16.59
20.30
24.58
34.50
46.50
67.08
82.86
104.10
134.35
158.55
211.56

VARI LLA LECHO INFERIOR

VARI LLA LECHO SUPERIOR

V. NO	LD. VAR.	L. ADIC. X GANCHO	L. TOTAL G. DE 90	L. TOTAL G. DE 180	*	LD. VAR.	L. ADIC. X GANCHO	L. TOTAL G. DE 90
FY= 4200.		FC= 300.						
2.0	15.08	2.54	13.56	15.47	*	21.12	2.83	13.85
2.5	18.91	3.90	17.72	18.59	*	26.48	4.34	18.16
3.0	22.74	5.64	22.26	22.09	*	31.84	6.28	22.90
4.0	30.40	10.10	32.32	30.06	*	42.57	11.24	33.46
5.0	38.06	15.74	43.56	39.58	*	53.29	17.52	45.34
6.0	45.40	22.66	58.89	57.12	*	63.68	25.22	61.45
7.0	56.45	30.94	71.27	69.29	*	79.03	34.34	74.76
8.0	73.76	40.30	88.73	86.37	*	103.27	44.87	93.30
9.0	93.41	51.03	110.06	111.89	*	130.77	56.81	115.84
10.0	115.52	62.12	128.75	130.79	*	161.73	70.26	135.89
12.0	165.86	90.62	169.26	171.69	*	232.21	100.88	179.52
FY= 4200.		FC= 250.						
2.0	15.08	2.09	14.01	15.92	*	21.12	3.28	14.30
2.5	18.91	4.58	18.40	19.27	*	26.48	5.02	18.84
3.0	22.74	6.63	23.25	23.08	*	31.84	7.27	23.89
4.0	30.40	11.86	34.08	31.82	*	42.57	13.00	35.22
5.0	38.06	18.49	46.31	42.33	*	53.29	20.27	48.09
6.0	45.40	26.61	62.84	61.07	*	63.68	29.18	65.41
7.0	61.84	36.23	76.66	74.68	*	86.57	39.72	80.15
8.0	80.81	47.34	95.77	93.41	*	113.13	51.91	100.34
9.0	102.32	59.95	119.68	120.81	*	143.25	65.73	124.76
10.0	126.55	74.14	139.77	141.81	*	177.17	81.29	146.92
12.0	181.69	106.45	185.09	187.52	*	254.37	116.71	195.35
FY= 4200.		FC= 200.						
2.0	15.08	3.59	14.61	16.52	*	21.12	3.88	14.90
2.5	18.91	5.50	19.32	20.19	*	26.48	5.94	19.76
3.0	22.74	7.57	24.59	24.42	*	31.84	8.60	25.22
4.0	30.40	14.25	36.47	34.21	*	42.57	15.39	37.61
5.0	38.06	22.21	50.03	46.05	*	53.29	24.00	51.82
6.0	50.78	31.97	68.20	66.43	*	71.10	34.54	70.77
7.0	69.14	43.53	83.96	81.98	*	96.79	47.02	87.45
8.0	90.34	56.88	105.31	102.95	*	126.48	61.44	109.87
9.0	114.40	72.03	131.06	132.89	*	150.16	77.80	136.83
10.0	141.48	89.08	154.71	156.75	*	198.08	96.23	161.86
12.0	203.14	127.90	206.54	208.97	*	284.39	138.16	216.80
FY= 4200.		FC= 150.						
2.0	15.08	4.47	15.49	17.40	*	21.12	4.76	15.78
2.5	18.91	6.85	20.67	21.54	*	26.48	7.29	21.11
3.0	22.74	9.92	26.54	26.37	*	31.84	10.56	27.18
4.0	30.40	17.75	39.97	37.71	*	42.57	18.89	41.11
5.0	40.74	27.67	55.49	51.51	*	57.04	29.45	57.27
6.0	53.64	39.93	76.06	74.29	*	82.10	42.40	78.63
7.0	79.83	54.23	94.66	92.68	*	111.77	57.72	98.15
8.0	104.32	70.86	119.29	116.93	*	146.05	75.42	123.85
9.0	132.10	89.72	148.75	150.58	*	184.93	95.50	154.53
10.0	163.37	110.97	176.60	178.64	*	228.72	118.11	183.74
12.0	234.56	159.32	237.96	240.39	*	328.39	169.58	248.22

L.TOTAL
G.DE 180

15.76
19.03
22.73
31.20
41.36
59.68
72.79
90.94
117.67
137.93
181.95

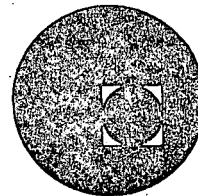
16.21
19.71
23.72
32.96
44.11
63.64
78.17
97.98
126.59
148.96
197.78

16.81
20.63
25.05
35.35
47.84
69.00
85.47
107.51
138.66
163.90
219.23

17.69
21.98
27.01
38.85
53.29
76.86
96.17
121.49
156.36
185.78
250.65



centro de educación continua
división - de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ GONZALEZ

NOVIEMBRE, 1978.



INDICE .

	PAGINA .
I. INTRODUCCION.	1
II. EXCAVACIONES.	1
II.1 Excavaciones con talud.	2
II.2 Excavaciones ademadas.	18
III. EXPANSIONES.	29
III.1 Algunas medidas para disminuir las expansiones.	30
IV. CONTROL DE FILTRACIONES.	31
IV.1 Métodos de abatimiento del nivel freático.	32
V. DISEÑO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	39
VI. DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS.	46
VI.1 Movimientos asociados con una excavación.	46
VI.2 Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático.	47
VI.3 Algunos pasos para prevenir daños en estructuras vecinas.	48
VII. INSTRUMENTACION Y CONTROL EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	49

VII.1	Abatimiento del nivel freático por gravedad.	50
VII.2	Abatimiento de nivel freático por electroosmosis.	53
VII.3	Movimientos .	54
VII.4	Inclinómetros.	57
VII.5	Cargas en puntales.	58
VII.6	Compactación.	58
VII.7	Desplomes y movimientos posteriores a la construcción.	59

I. INTRODUCCION.

En los temas tratados anteriormente, se han descrito los métodos para lograr un comportamiento adecuado de varios tipos de cimentaciones someras. En general, una cimentación se considera satisfactoria, si no transmite al subsuelo presiones que excedan su capacidad de carga o que provoquen excesivos asentamientos. Sin embargo, ciertos tipos de cimentación que pueden ser completamente aceptables desde los dos puntos de vista anteriores, pueden ser también extremadamente difíciles o imposibles de construir, o su construcción puede provocar asentamientos excesivos en las estructuras vecinas. Por lo tanto, la elaboración de un buen procedimiento de construcción de la cimentación deberá considerarse como un factor importante y, en ocasiones decisivo en la solución final de cimentación que se adopte.

II. EXCAVACIONES.

La mayoría de las estructuras que se construyen son cimentadas por debajo de la superficie del terreno, lo cual implica realizar excavaciones cuya profundidad depende del tipo de cimentación elegido de acuerdo con los temas tratados anteriormente.

Son varios los factores que se deben tomar en cuenta para realizar una excavación; a continuación se describen los aspectos más importantes:

II.1 EXCAVACIONES CON TALUD.

La condición principal para realizar este tipo de excavaciones es que exista suficiente espacio en las vecindades donde se efectuará la excavación para desarrollar los taludes con la inclinación que se obtenga de los análisis; esta inclinación es función del tipo y propiedades del suelo o roca, la profundidad de la excavación y el tiempo que la excavación debe permanecer abierta.

a) Tipos de falla.

Los tipos de falla más frecuente que se presentan en los taludes de una excavación, son los siguientes:

- Fallas por rotación.
- Fallas por deslizamiento o traslación.

En el primer caso, se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales -

suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

En la figura 1 se presenta la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de falla.

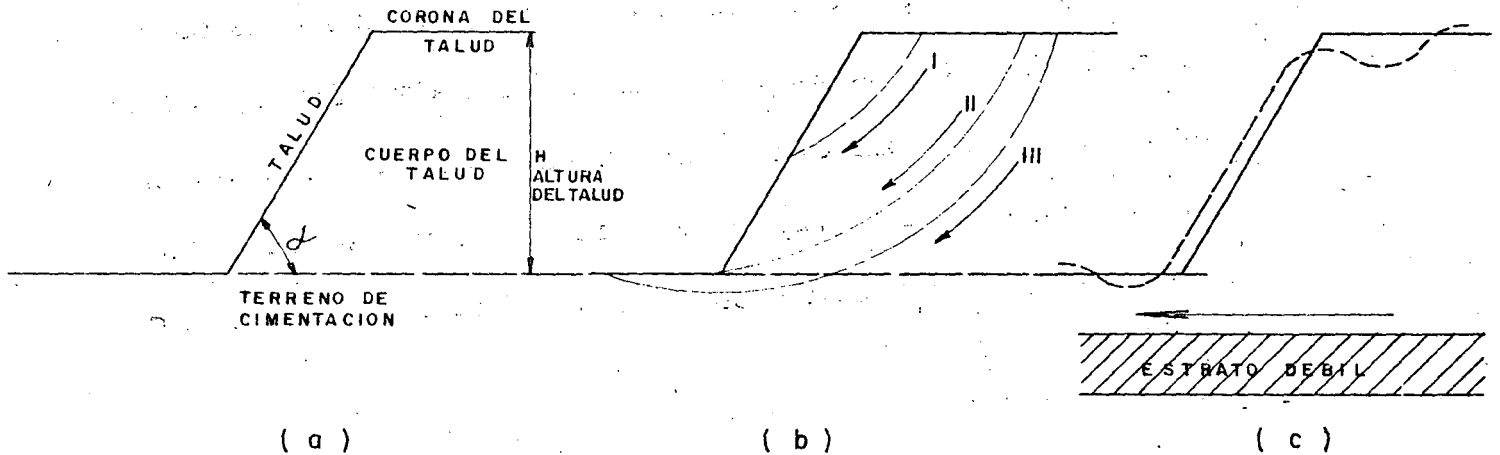


FIG. 1 Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes
a) Nomenclatura
b) Fallas por rotación
I Local
II Por el pie del talud
III De base
c) Falla por traslación sobre un plano débil

b) Análisis de estabilidad.

A continuación se presenta el método de análisis de estabilidad de taludes para los tipos de falla antes mencionados, a fin de encontrar su inclinación estable.

b.1. Taludes en arena.

La estabilidad de un talud en suelo "puramente friccionante" - - (c = 0, $\phi \neq 0$), tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas, por lo cual, para garantizar estabilidad, bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna, ϕ del material, que en un material suelto, seco y limpio se acerca mucho al ángulo de reposo.

Si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por agua y viento. La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación - entre los valores de la tangente de los ángulos α y ϕ

(F.S. = $\frac{\text{Tan } \phi}{\text{Tan } \alpha}$), basta que tal factor sea del orden de 1.1 a -

1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

b. 2. El Método Sueco.

Bajo el título de genérico de Método Sueco, se comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a falla por rotación en los que se considera que la superficie de falla es cilíndrica. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad.

b.2.1 Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0, c \neq 0$).

En este caso, se trata de un talud constituido por un material homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la ley de resistencia puede expresarse como:

$$S = C$$

donde C = cohesión

Para este caso, el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo propuesto por A. Casagrande. La descripción que sigue se refiere a la figura 2:

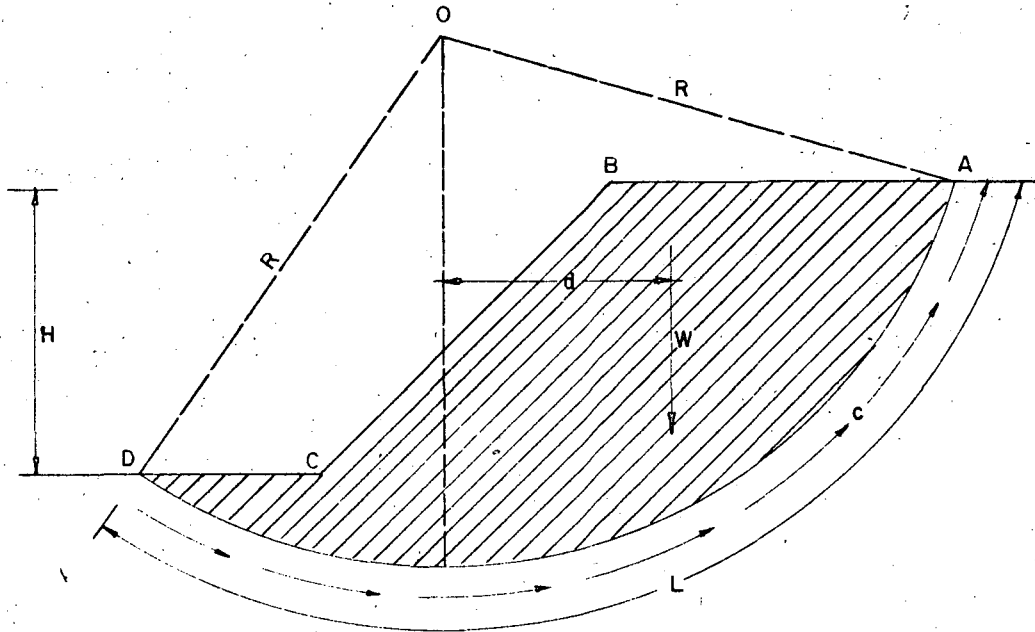


FIG. 2 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente "cohesivo".

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio R. La masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla, aparece achurada con la figura y puede considerarse que las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, llamadas fuerzas actuantes, son el peso del área ABCDA. El momento de esas fuerzas en torno a un eje normal a través de O, llamado momento motor será:

$$M_m = Wd$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento su-
puesta; así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rota-
ción con centro en O, llamado momento resistente, será:

$$M_r = c L R$$

En el instante de falla incipiente, se cumple que:

$$M_m = M_r$$

Y así, se define un factor de seguridad como:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c L R}{W d}$$

La experiencia permite considerar un valor de 1.5 como un va-
lor de F.S. compatible con una estabilidad práctica razonable.

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superfi-
cie de falla escogida sea la que represente las condiciones más-
críticas del talud bajo estudio, (círculo crítico). Siempre existi-
rá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al
adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el proce-
dimiento descrito sea un método de tanteos, en el cual, deberán
escogerse diversos círculos de falla con otros radios y centros-

y ver que el factor de seguridad mínimo no sea menor que 1.5 - antes de dar el talud por seguro. En la práctica es recomendable encontrar primero el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y, posteriormente, el crítico que pase por la base. El círculo crítico del talud será el más crítico de los dos.

b. 2. 2. Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$).

En este caso, se trata de un talud construido y cimentado sobre un suelo que tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$S = C + \sigma \operatorname{Tg} \phi$$

C = cohesión.

ϕ = ángulo de fricción interna.

El procedimiento más popular y expedito para calcular la estabilidad en este tipo de suelos, es el de las "dovelas", debido a Fellenius, el cual se expone a continuación.

En primer lugar se propone un círculo de falla y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la figura 3:

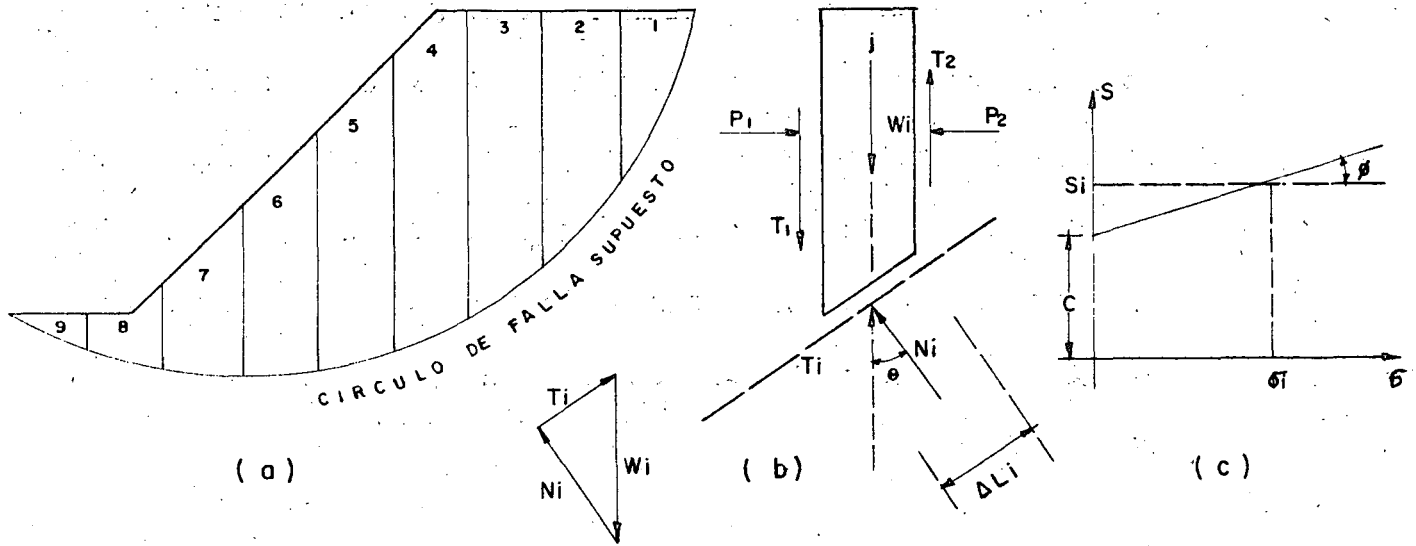


FIG. 3. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fallenius.

El número de dovelas es cuestión de elección, pero debe considerarse que a mayor número de dovelas los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b de la figura 3; W_i es el peso de dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento L_i . Las dovelas adyacentes a la estudiada, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i / \Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i . Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate (parte c figura 3) y determinar así el valor, S_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco ΔL_i .

El momento motor, debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Puede observarse que la componente normal, N_i , del peso de la dovela no produce momento dado que ésta pasa por O , centro del círculo de falla.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, "Si," que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = R \sum S_i \Delta L_i$$

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse el factor de seguridad.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum |T_i|}$$

La experiencia ha demostrado, al igual que en el caso anterior, que una superficie de falla que resulte con F.S. mayor o igual a 1.5 es prácticamente estable.

El método de análisis consistirá igualmente, de un procedimiento de tanteos hasta encontrar el círculo crítico. El criterio del proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados hasta encontrar un F.S. razonable; en general es recomendable que el ingeniero no res-paldado por experiencia en este aspecto, no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud, ejerce importantísima influencia en la estabilidad de éste y debe

ser tomada en cuenta, En este caso, es necesario realizar la red de flujo para conocer las presiones de agua, "ui" que actúan en cada dovela y efectuar el cálculo del momento resistente a base de presiones efectivas $S_i = C + (\sigma_i - u_i) \text{Tg } \phi$. Asimismo es de tomarse en cuenta para el momento motor, las fuerzas de filtración que actúan en el cuerpo del talud debido al flujo de agua.

En este caso no entraremos en detalle a este análisis dado que, en general, al realizar excavaciones para cimentación de estructuras bajo el nivel freático, se hace necesario el abatimiento de éste, eliminando así la influencia del flujo de agua en la estabilidad del talud.

b.2.3. Suelos Estratificados.

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso de la figura 4.

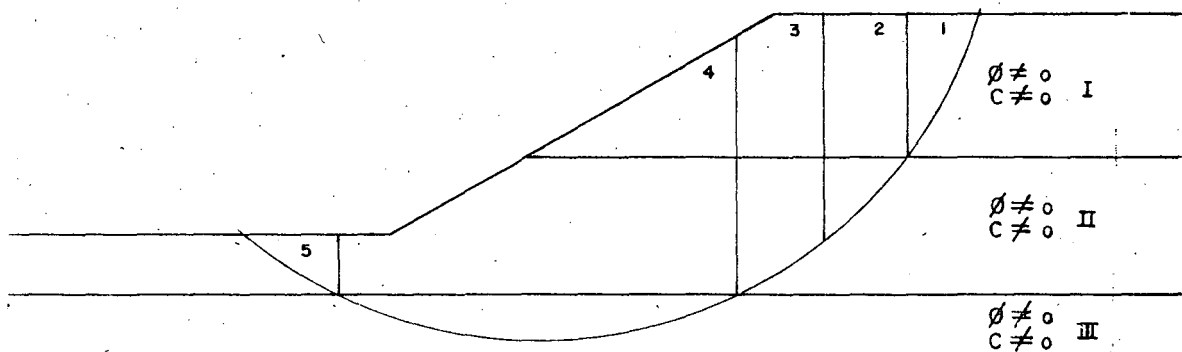


FIG. 4 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente,. En la figura se suponen tres estratos: el I, de material puramente friccionante, el II de material cohesivo y fricciónante y el III formado por suelo puramente cohesivo.

Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividido por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxi--ma facilidad en los cálculos.

Un problema especial se tiene para obtener el peso de cada dovevela. Ahora debe obtenerse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base se localiza en los estratos I y II, deberán tratarse según el método de Fellenius. La zona correspondiente - al estrato III debe tratarse de acuerdo a lo mencionado en el inciso b. 2.1. Los momentos motor y resistente totales se obtienen sumando los parciales calculados para cada estrato y con ellos - puede obtenerse el F.S. correspondiente al círculo de falla elegido. Usando varios arcos de circunferencia se podrá llegar al F.S. mF

nimo, que no debe ser menor de 1.5 al igual que en los casos anteriores.

b. 2. 4. Resumen de hipótesis.

Lo mencionado en los párrafos anteriores se ha basado en las siguientes hipótesis simplificatorias.

- 1.- La superficie de falla es cilíndrica.
- 2.- El prisma deslizante se desplaza como cuerpo rígido, girando sobre el eje del cilindro.
- 3.- Cada dovela funciona independientemente de sus vecinas.
- 4.- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie del deslizamiento.
- 5.- El factor de seguridad del conjunto de dovelas es el promedio de los valores de todas las dovelas.

b. 3. Fallas por Traslación.

Las fallas por traslación o deslizamiento de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad, existe un estrato de baja resistencia paralelo o casi paralelo a la superficie del terreno. En la figura 5 se muestra este tipo de falla.

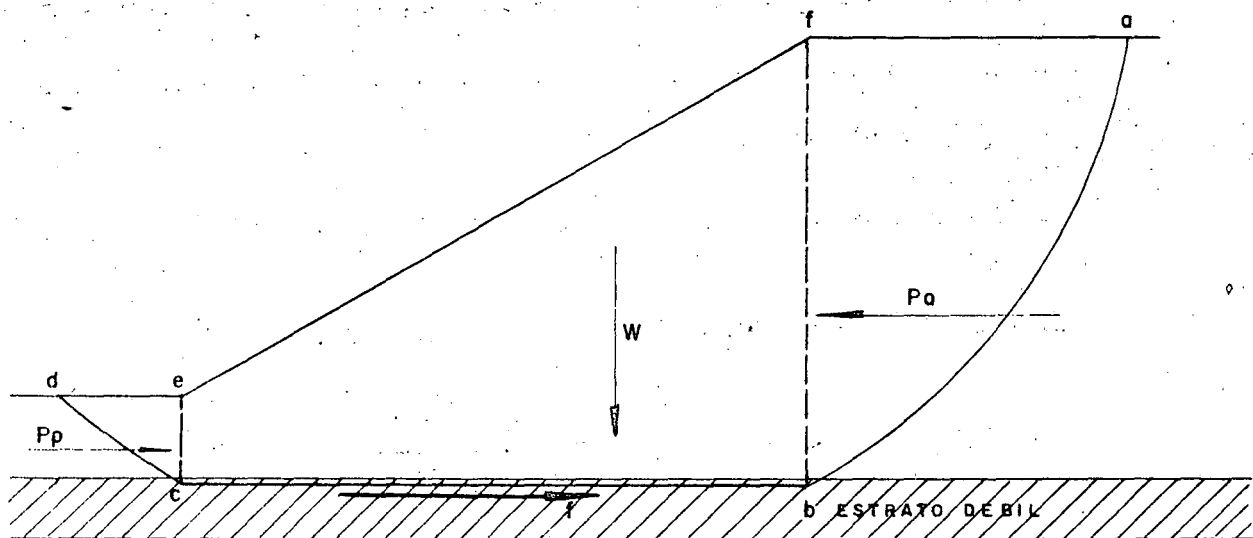


FIG. 5. Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación.

Suponiendo que la masa de suelo que se moviliza es la $abcd$, puede admitirse que la cuña abf ejerce un empuje activo sobre la parte central $bcef$; este empuje trata de hacer deslizar la parte mencionada, oponiéndose a ello una reacción F a lo largo de la superficie cb y el empuje pasivo desarrollado en la cuña cde .

Los valores de los empujes activo, P_a , y pasivo P_p , pueden calcularse por la teoría de Rankine. (Ref. 1).

Si el suelo del estrato débil es puramente cohesivo, el valor de la fuerza F es simplemente $cb \times C$, donde C es la cohesión del material. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una

subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa e_{cbf} en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de su valor deducido de la resistencia, con la presión normal efectiva. $(\sigma - u)$.

El factor de seguridad puede definirse como:

$$F.S. = \frac{F + P_p}{P_a}$$

c) Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes.

Para orientar al calculista en la forma de obtener el círculo crítico de un talud, a continuación se indican algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes en excavaciones, cuyas condiciones originales no sean satisfactorias.

c.1 Tender taludes.

A primera vista, quizá pudiera pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla en la práctica, sin embargo, muchas veces es irrealizable prácticamente hablando.

Si el terreno que constituye el talud es puramente friccionante la solución es indicada, pues, según se vió, la estabilidad de este tipo de suelo está definida por la inclinación del talud. En

suelos cohesivos, por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada por la altura del mismo y la ganancia al tender el talud es escasa y, en ocasiones, mala. En suelos con cohesión y fricción, el tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otro lado, muchos requisitos prácticos tales como invasión de zonas urbanas, condiciones económicas emanadas del movimiento de grandes volúmenes de tierra, etc., hacen imposible tender los taludes en gran cantidad de casos prácticos.

c.2 Bermas.

En excavaciones, se denominan bermas, a las superficies que se localizan en el cuerpo del talud, a fin de aumentar su estabilidad. En la figura 6 se ilustra en un esquema el concepto antes mencionado.

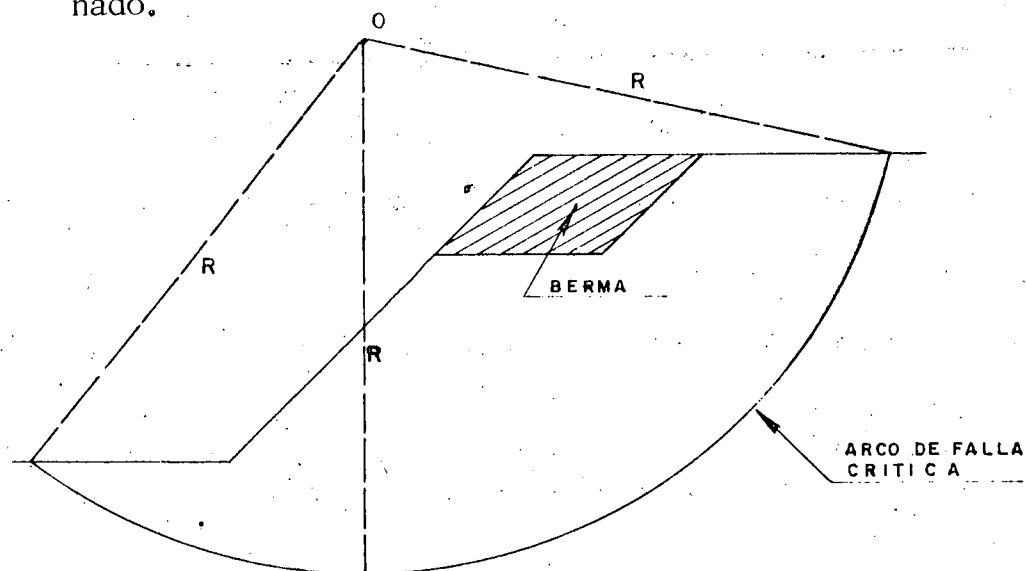


FIG. 6 Efecto de una berma.

En general una berma produce un incremento en la estabilidad, debido a que, por una parte, se elimina parte del peso del material, logrando con ésto, una disminución del momento motor, (parte achurada de la figura 6) y por la otra, aumenta el momento resistente al obligar la berma a un incremento en la longitud del arco de falla.

En los cálculos prácticos, ha de tenerse en cuenta que la presencia de la berma modifica la ubicación del "círculo crítico" por lo que su colocación implica un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud. En la práctica se debe tener especial cuidado de colocar las bermas donde sea más efectiva su influencia para disminuir el momento motor, con objeto de lograr en el menor tiempo el círculo crítico.

II.2 EXCAVACIONES ADEMADAS.

El proyecto de muchos edificios, principalmente en áreas urbanas congestionadas, se hace de tal forma de abarcar la totalidad del predio disponible o adyacente a estructuras existentes lo cual implica que, al efectuar la excavación, ésta deba realizarse verticalmente, requiriendo de un ademe o atagüfa. Por lo general estos ademés son de madera, de acero, de una combinación de elementos de madera y acero o de concreto armado (tablaestacas de con

creto y muros colados en sitio). En la figura No. 7 se muestran los diferentes tipos de ademe o ataguías más comúnmente usados.

El procedimiento que se sigue en el caso de ataguías de madera, concreto (piezas prefabricadas) y acero es, en general, el siguiente: En primer lugar, se procede al hincado de la atagüa siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor del fondo de la misma y tan pronto como la excavación va avanzando se van colocando contra la atagüa, puntales de acero o de madera, colocados transversalmente a la excavación y apoyados en largueros longitudinales llamados "madrinas" (Ver figura 8).

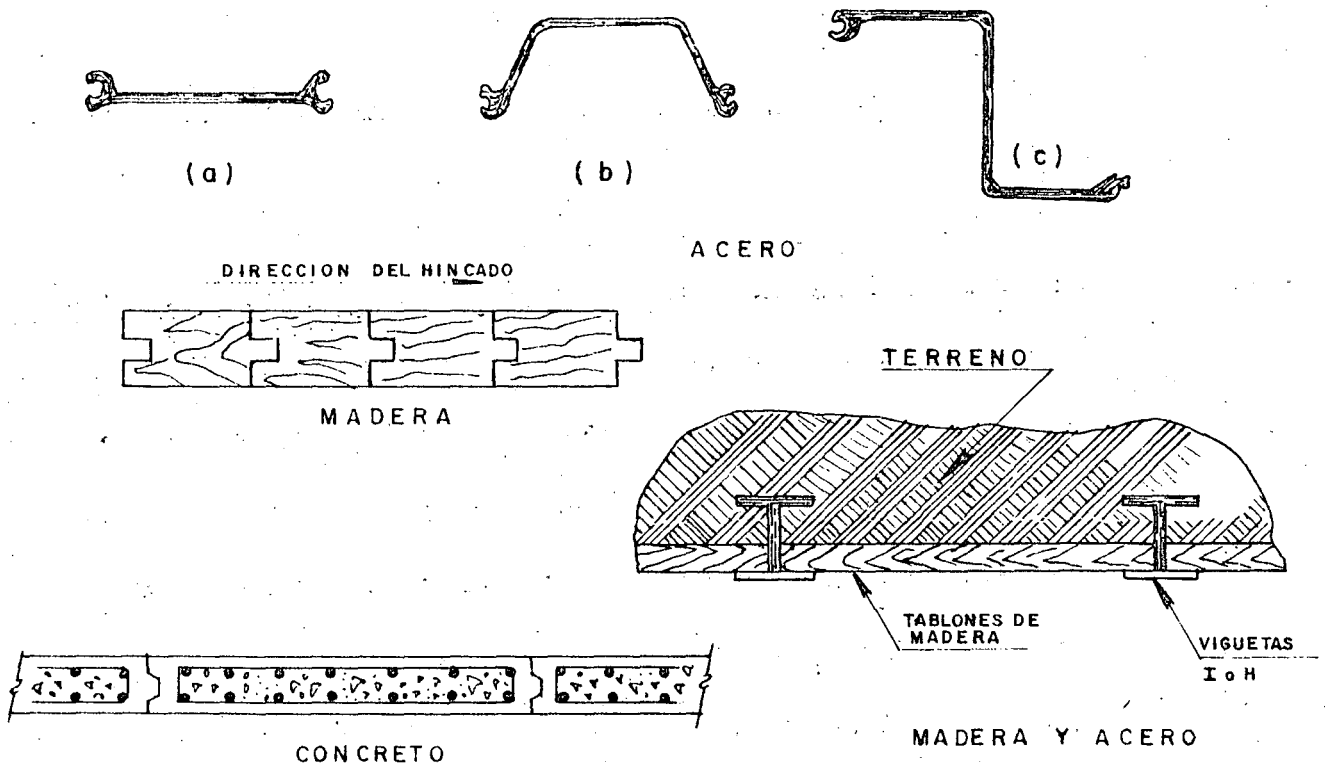


FIG. 7 Tipos de ademe o ataguías.

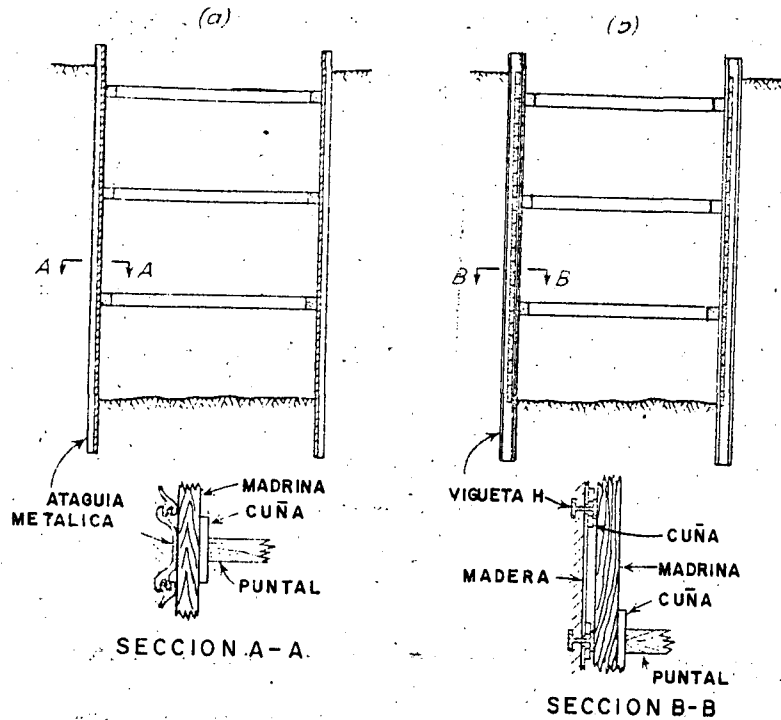


FIG. 8. Secciones de ademe en excavaciones.

El proceso continúa hasta que la excavación llega al nivel de des-
plante.

El procedimiento de "Muro Colado in situ" consiste en colar pri-
mero los muros perimetrales de la cimentación, dentro de zan-
jas excavadas con un cucharón de almeja provisto de una barra-
guña, estabilizando la zanja con lodo bentonítico y colando el con-
creto dentro de la zanja con una trompa de colado, previa colo-
cación del acero de refuerzo. El concreto de alto revenimiento -
desaloja al lodo bentonítico y se forman así los muros de la ci-
mentación de la estructura por construir,. La longitud de los -

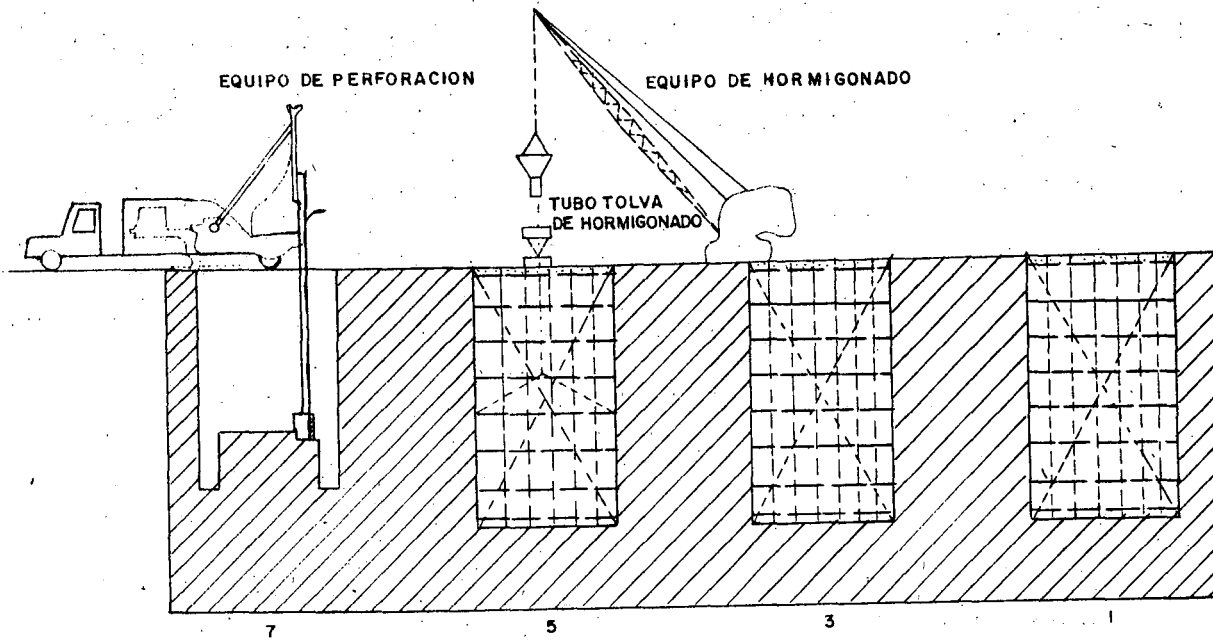
tableros es generalmente de 5 a 6m y la profundidad debe ser tal, que quede aproximadamente entre 1.50 y 2.50m por debajo del desplante de la excavación. Una vez fraguados los muros, se excava el prisma de tierra comprendido entre ellos, apuntalando los muros conforme avance la excavación. En figura 9 se ilustra éste procedimiento.

Cuando el ancho de la excavación es demasiado grande para permitir el uso de puntales entre las paredes, el procedimiento que se sigue usualmente es excavar la parte central del área hasta su profundidad de desplante y colar la parte de cimentación correspondiente, de tal forma que la parte construida sirva como elemento de soporte para los puntales. Este procedimiento se indica en la figura 10.

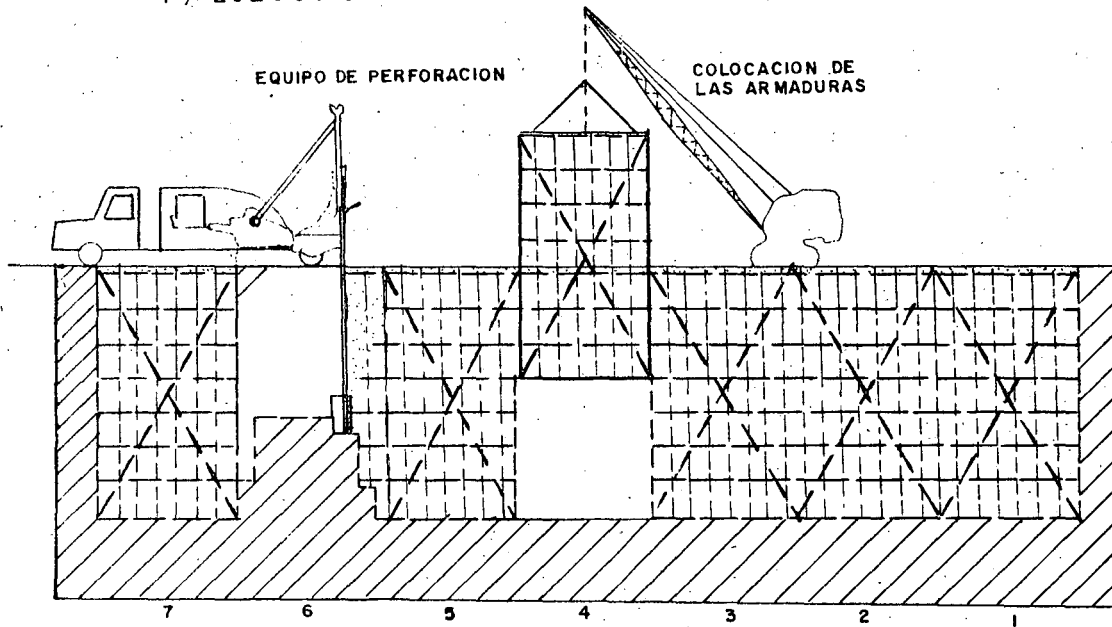
a) Empuje lateral.

En general la carga que soportarán los puntales es el dato que más necesita preocuparle el ingeniero proyectista; para esto, será necesario conocer la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre la ataguía. Esta magnitud y distribución depende no solo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de la estructura de

contención en general.



1). EJECUCION PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE IMPAR



2) EJECUCION PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE PAR

FIG. 9 Proceso de ejecución de "Muro colado in situ".

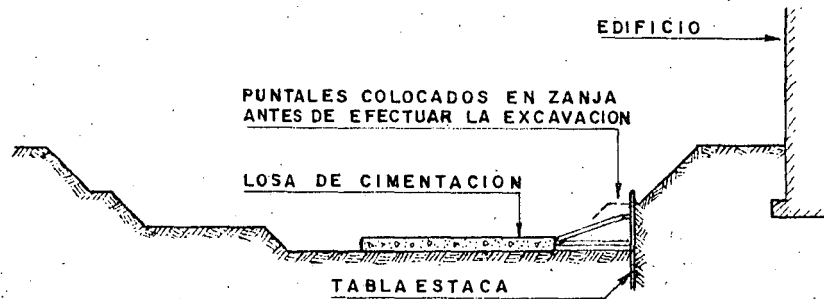


FIG. 10 Apuntalamiento típico en excavación ancha.

Conforme la excavación avanza, la rigidez proporcionada por los puntales ya colocados, impide desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de los puntales. Por otra parte, bajo el efecto del empuje, el ademe en las zonas inferiores gira hacia adentro de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, cuanto mayor sea la profundidad de excavación. Este tipo de deformación es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de

empuje de tierra no son aplicables y, por lo tanto, para calcular el empuje en este tipo de estructuras, es necesario recurrir a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales.

A este respecto, Terzaghi y Peck, en base a mediciones efectuadas en el campo, propusieron para diseño una envolvente sencilla de formatrapezoidal, útil para ser aplicada en cualquier tipo de excavaciones ademadas. En la figura 11 se muestran dichas envolventes.

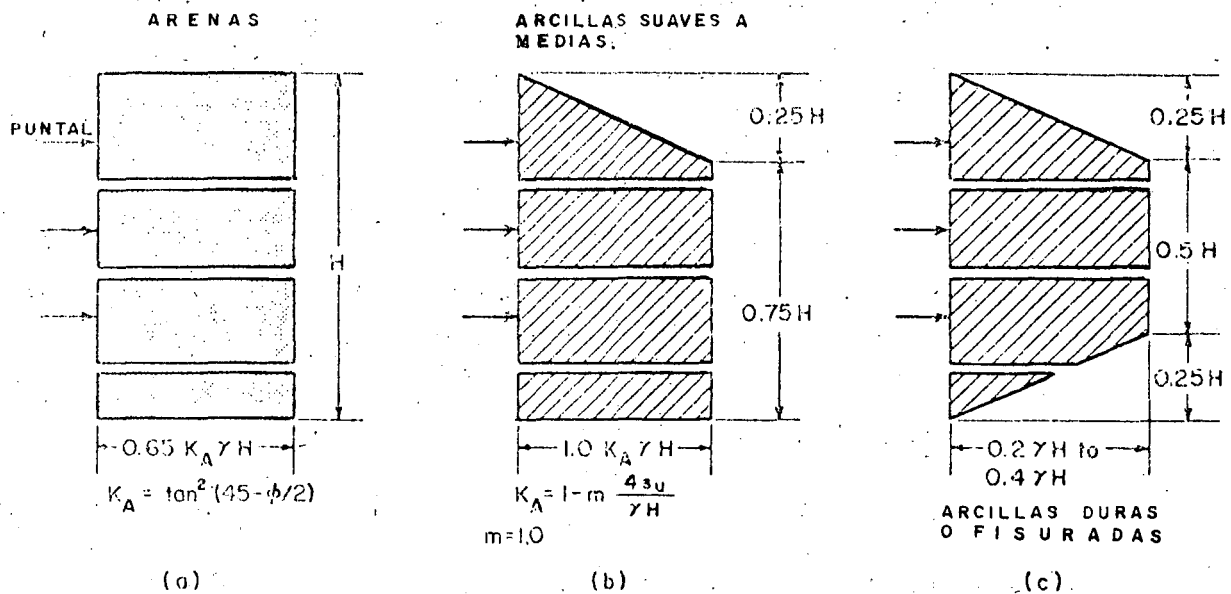


FIG. 11 Diagrama de presiones aparentes para diseño de puntales.

Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha desarrollado un procedimiento simplificado el cual ignora los efectos de continuidad de la ataguía convirtiendo el problema en estáticamente determinado. Las cargas de los puntales se obtienen calculando las reacciones de varias vigas independientes según se muestra en la figura 12. La ataguía deberá calcularse como una viga continua.

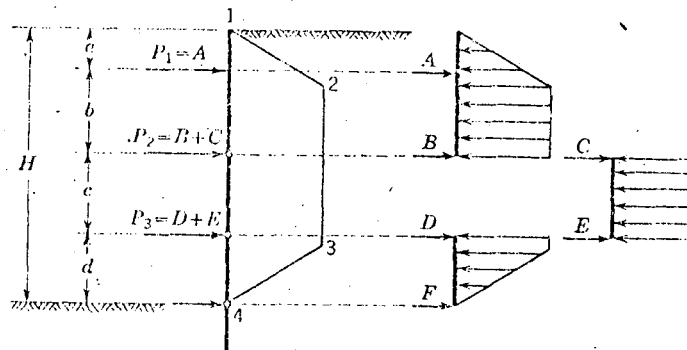


FIG. 12.- Cálculo de la carga de los puntales P en una excavación ademada.

b) Falla por el fondo.

Uno de los aspectos que es importante de considerar en el estudio de estabilidad de excavaciones ademadas en arcilla, es el de la posible falla del fondo de las mismas.

Se ha observado en multitud de excavaciones profundas hechas en arcilla blanda sin las debidas precauciones, que al rebasar -- cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, los bufamientos, hasta entonces normales, se incrementan considerablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la excavación tendiendo a cerrarla. Esto ocasiona que se levante el fondo de la excavación y, además, acarrea deformaciones de toda la zona de excavación y -- asentamientos considerables de sus vecindades en cuestión de - horas.

Las consecuencias que se derivan de ello pueden ser desastrosas si a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma, existen estructuras.

En general, todos los criterios que existen sobre el análisis de falla por el fondo de la excavación, consideran el problema como un problema equivalente al de capacidad de carga, en el que el material que subyace a la excavación debe tener la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos que produce en el fondo la presión vertical no equilibrada, al nivel de la excavación, debido al peso de los bloques de suelo que la limitan a uno y - otro lado.

Al igual que en el problema de capacidad de carga, los valores -

menores del F.S., corresponden a una excavación infinitamente larga respecto a su ancho y los mayores a una excavación cuadrada.

La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad D_f está dada, según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud q , el valor de q_c pasa a ser:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f + q$$

En el segundo miembro de la ecuación anterior, el término $c N_c$ representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas que hubiere. En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente, la resistencia a lo largo de la superficie de falla, $c N_c$, se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por el efecto de la presión $\gamma D_f + q$. (Ver figura 13).

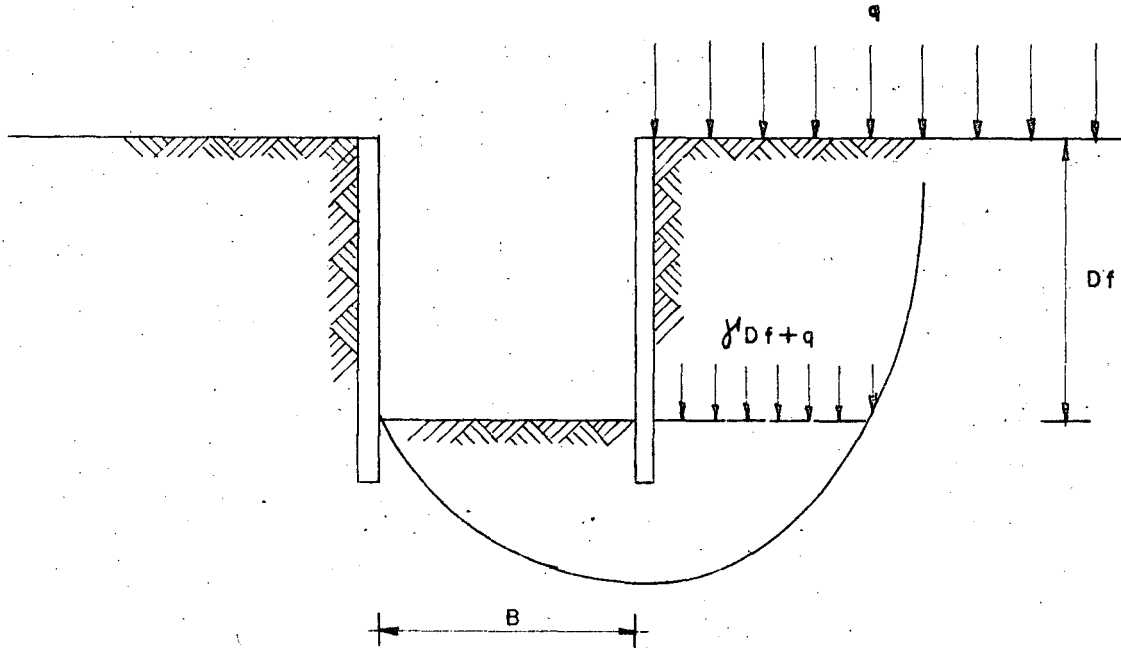


FIG. 13 Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en arcilla.

Es evidente que, en el instante de la falla de fondo se tendría que

$$C_{Nc} = \gamma D_f + q$$

y un factor de seguridad contra falla de fondo quedaría expresado por

$$F.S. = \frac{C_{Nc}}{\gamma D_f + q}$$

En la práctica, un valor de 1.5 para el F.S. parece ser suficiente en todos los casos, pues por comparación con resultados obtenidos en fallas reales, la aproximación de los cálculos resulta ser del orden de $\pm 20\%$.

Es importante considerar la influencia que tiene el flujo de agua hacia el interior de la excavación en la estabilidad de la misma, el cual, de no controlarse, crea en el fondo de la excavación fuerzas de filtración ascendentes que tienden a favorecer la falla.

III. EXPANSIONES.

La remoción de tierra durante una excavación produce una descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta; tal descarga, si la excavación se realiza en materiales arcillosos, se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma, cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, del coeficiente de expansibilidad del suelo y del tiempo que la excavación dure abierta.

El fenómeno de expansión durante la excavación presenta dos etapas: la primera, una expansión relativamente rápida que se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación y que parece ser un fenómeno de tipo elástico y, la segunda, más lenta, que va acompañada por un incremento en el contenido de agua de la arcilla y es un proceso que se prolonga con el tiempo, debido a lo cual, es importante mantener el menor tiempo posible la excavación abierta.

III.1 ALGUNAS MEDIDAS PARA DISMINUIR LAS EXPANSIONES.

A continuación se indican algunas medidas que han comprobado su valor práctico para disminuir expansiones, movimientos que posteriormente se traducirían en asentamientos de la estructura.

a) Excavación por etapas.

La realización de una excavación por etapas disminuye importantemente el valor de las expansiones debido a que, como se vió anteriormente, las dimensiones del área excavada influyen grandemente en la magnitud de las expansiones.

b) Abatimiento del Nivel Freático.

Otro factor que contribuye importantemente a controlar las expansiones durante la excavación cuando ésta se realiza bajo el nivel freático, es el abatimiento del mismo, debido a que el bombeo de agua induce al subsuelo una sobrecarga, al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado. Esta sobrecarga contrarresta la descarga que sufre la excavación debido a la remoción del suelo.

c) Disminución del tiempo que dure abierta la excavación.

Es importante recalcar, que otro de los factores que influyen en

el valor de las expansiones es el tiempo que la excavación dure abierta; por lo que es importante que una vez que se llegue a la profundidad de desplante se proceda de inmediato al colado de la losa de cimentación en el mínimo tiempo posible. Esto puede disminuir grandemente el valor de las expansiones totales.

IV. CONTROL DE FILTRACIONES.

Cuando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un abatimiento de dicho nivel por debajo de la profundidad de desplante.

El abatimiento del nivel freático es necesario por las siguientes razones:

- a) Intercepta al flujo de agua que se presenta en taludes y fondo de la excavación manteniendo la excavación seca.
- b) En el caso de excavaciones con taludes, incrementa la estabilidad de éstos, como ya se mencionó anteriormente.
- c) En el caso de excavaciones ademadas, favorece el factor de seguridad contra falla de fondo por las razones expuestas en el capítulo correspondiente.

- d) En el caso de excavaciones en materiales arcillosos de alta compresibilidad bajo carga y alta expansibilidad al descargarlos, el abatimiento del nivel freático auxilia el control de las expansiones que se producen durante la excavación según se explicó en el capítulo anterior. Al disminuir las expansiones a su valor mínimo posible, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subyace a la excavación no disminuye grandemente conservando los F.S. que se tienen contra la estabilidad de la excavación.

IV.1 METODOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.

El nivel freático puede abatirse empleando varios métodos, cuya elección depende del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geológicas y de las características del suelo. Para lograr un abatimiento efectivo es de fundamental importancia que el sistema esté bien diseñado, instalado y operado. En la figura 14, se presenta en una gráfica el sistema de abatimiento que es recomendable utilizar, en función de la granulometría del suelo en el que se desea realizar el abatimiento.

a) Zanjas y Cárcamos.

En excavaciones pequeñas y en algunos tipos de suelos (densos o cementados) es a veces posible permitir flujo de agua en los ta-

el valor de las expansiones es el tiempo que la excavación dure abierta; por lo que es importante que una vez que se llegue a la profundidad de desplante se proceda de inmediato al colado de la losa de cimentación en el mínimo tiempo posible. Esto puede disminuir grandemente el valor de las expansiones totales.

IV. CONTROL DE FILTRACIONES.

Cuando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un abatimiento de dicho nivel por debajo de la profundidad de desplante.

El abatimiento del nivel freático es necesario por las siguientes razones:

- a) Intercepta al flujo de agua que se presenta en taludes y fondo de la excavación manteniendo la excavación seca.
- b) En el caso de excavaciones con taludes, incrementa la estabilidad de éstos, como ya se mencionó anteriormente.
- c) En el caso de excavaciones ademadas, favorece el factor de seguridad contra falla de fondo por las razones expuestas en el capítulo correspondiente.

- d) En el caso de excavaciones en materiales arcillosos de alta compresibilidad bajo carga y alta expansibilidad al descargarlos, el abatimiento del nivel freático auxilia el control de las expansiones que se producen durante la excavación según se explicó en el capítulo anterior. Al disminuir las expansiones a su valor mínimo posible, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subyace a la excavación no disminuye grandemente conservando los F.S. que se tienen contra la estabilidad de la excavación.

IV.1 METODOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.

El nivel freático puede abatirse empleando varios métodos, cuya elección depende del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geológicas y de las características del suelo. Para lograr un abatimiento efectivo es de fundamental importancia que el sistema esté bien diseñado, instalado y operado. En la figura 14, se presenta en una gráfica el sistema de abatimiento que es recomendable utilizar, en función de la granulometría del suelo en el que se desea realizar el abatimiento.

a) Zanjas y Cárcamos.

En excavaciones pequeñas y en algunos tipos de suelos (densos o cementados) es a veces posible permitir flujo de agua en los ta-

ludes para colectarlos en zanjias que reconozcan a cárcamos, de los cuales, el agua puede extraerse por medio de bombas autocebantes, según se ilustra en la figura 15.

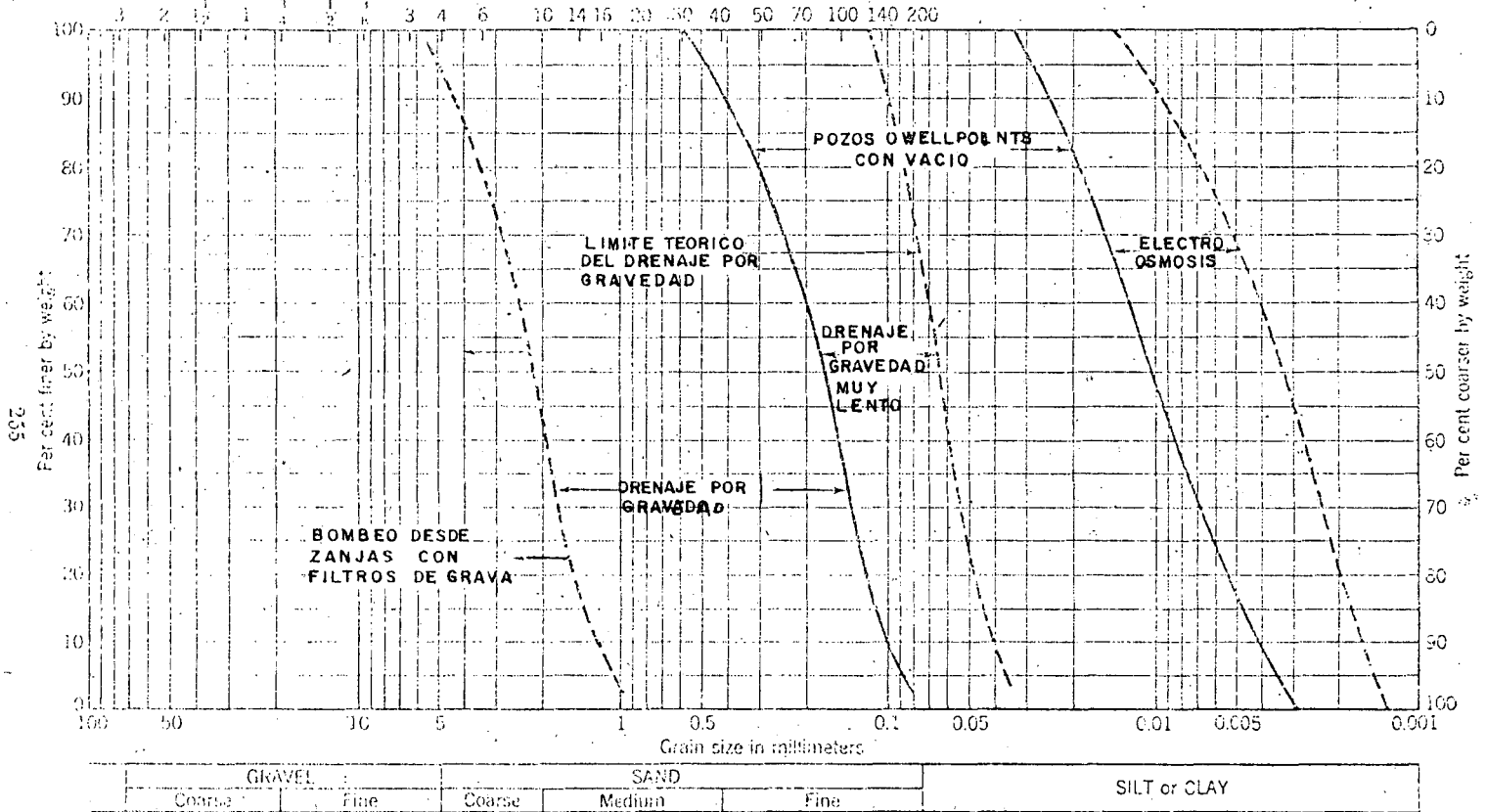


FIG. 14 Sistema de abatimiento aplicable a diferentes suelos.

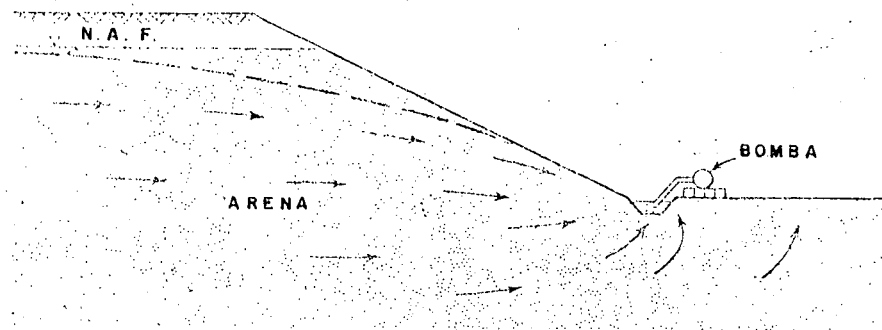


FIG. 15 Abatimiento del N.F. utilizando zanjias y cárcamos.

En ocasiones, es necesario colocar filtros tanto en las zanjas como en los cárcamos, con objeto de prevenir arrastres de material, principalmente cuando el suelo contiene lentes de arena fina o limo arenoso.

b) Pozos punta (Well-Points).

El nivel freático en materiales granulares puede ser abatido por medio de pozos punta (Well Points) a profundidades hasta de aproximadamente 5m (15'). Un pozo punta es un tubo perforado de aproximadamente 1m (3') de longitud y 1 1/2" de diámetro cubierto por una malla cilíndrica con objeto de no permitir la entrada de partículas finas. En el fondo del tubo, lleva insertada la cabeza, la cual permite instalar el pozo por medio de chifloneo, sin necesidad de maniobras de hincado.

Para abatir el nivel los pozos se colocan en una línea espaciados de 1.00 a 2.00m entre sí y conectados a una tubería principal en la superficie del terreno, la cual es conectada a la bomba de succión. En la figura 16 se muestra una instalación típica de este sistema.

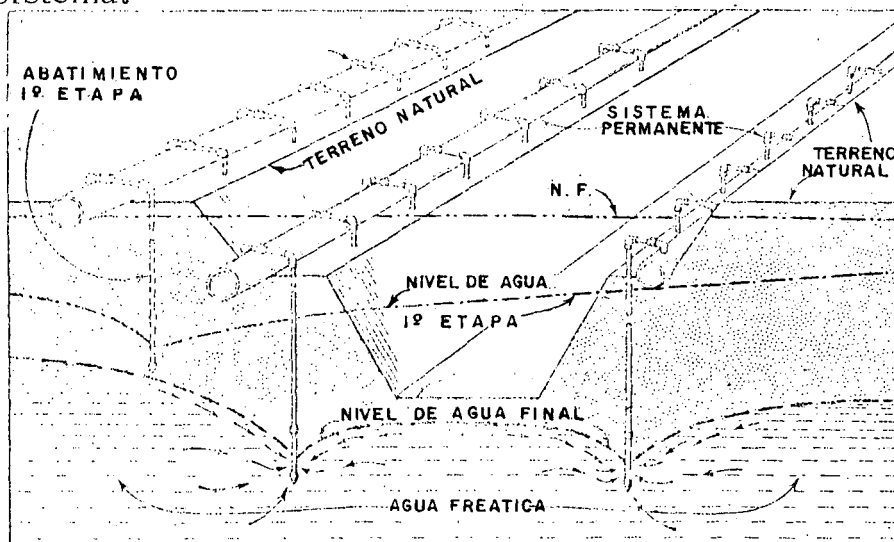


FIG. 16 Instalación típica de un sistema de abatimiento con

Si la profundidad de la excavación es mayor de 5m bajo el nivel freático se requieren varias etapas de pozos punta, las cuales se van instalando conforme avanza la excavación. En la figura 17 se muestra un sistema múltiple de pozos punta.

c) Bombeo profundo.

Para excavaciones muy profundas en materiales permeables, un sistema de pozos profundos de gran diámetro, equipados con bombas de pozo profundo, puede ser más seguro y económico para abatir el nivel freático que el sistema de pozos punta. En la figura 18 se muestra un esquema típico de este tipo de sistema de abatimiento.

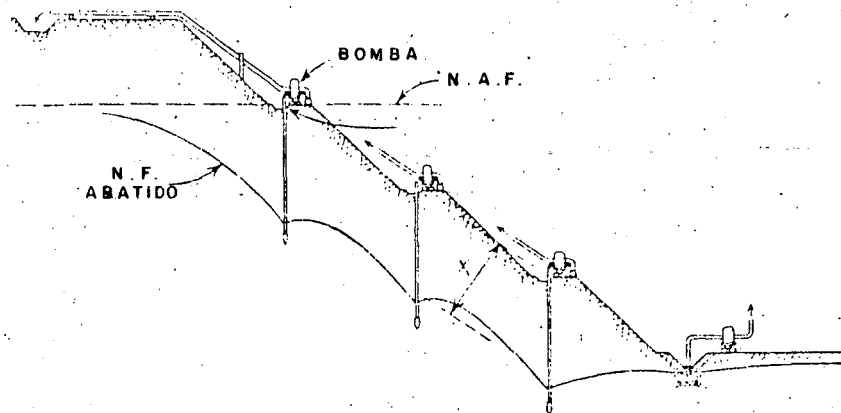


FIG. 17 Sistema múltiple de pozos punta.

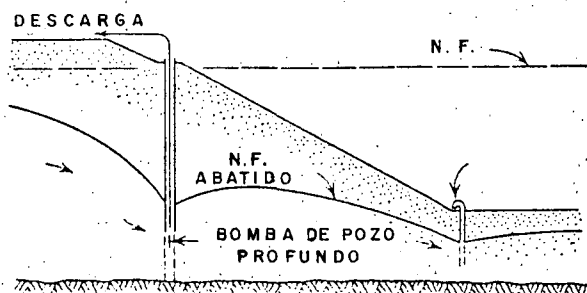


FIG. 18 Bombeo con pozos profundos.

Cada pozo de bombeo consta de los siguientes elementos: Perforación, ademe, filtro y bombas de pozo profundo.

El diámetro de la perforación de los pozos varía entre 15 y 60-cm. y su profundidad depende de la profundidad de excavación; en su interior se coloca un ademe ranurado de diámetro tal que deje un espacio entre las paredes del pozo y las del ademe para colocar un filtro; para evitar que el filtro pase al interior del ademe, si las ranuras del mismo son grandes, se coloca una malla alrededor éste, de tal manera que cubra perfectamente las ranuras. Dentro del ademe se coloca la bomba de pozo profundo.

d) Pozos con sistema de vacío.

Cuándo la permeabilidad del suelo en el cual se desea abatir el nivel freático es baja, ($K=10^{-3}$ a 10^{-5} cm/seg), el abatimiento no puede hacerse simplemente por los métodos de bombeo por gravedad debido a que las fuerzas capilares evitan el flujo de agua en los huecos del suelo. En estos casos, el abatimiento tiene que realizarse induciendo vacío en los pozos de bombeo.

Este sistema consiste en pozos construidos como se menciona en el inciso anterior, pero sellando la parte superior con un material impermeable constituido por arcilla o bentonita. El bombeo se hace con un equipo capaz de mantener un vacío en el pozo y en el filtro que lo rodea. Esto produce una diferencia entre la presión atmosférica y la presión alrededor del pozo, incrementando con ello el flujo de agua hacia el mismo. En la figura 19 se ilustra este sistema.

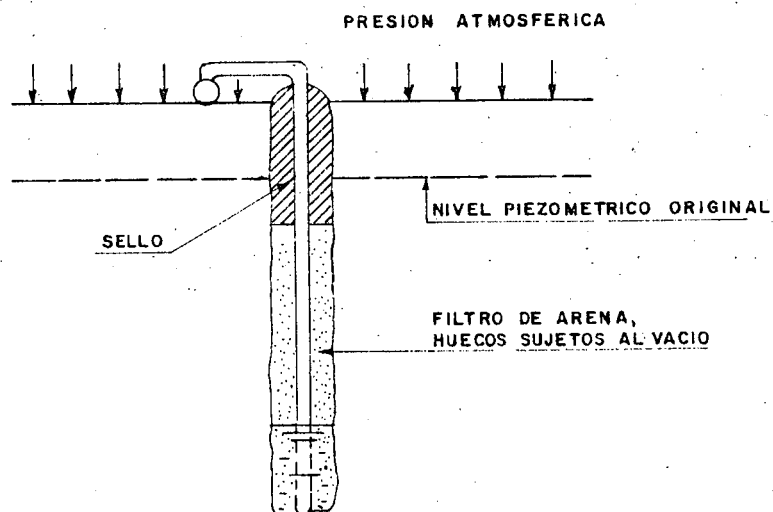


FIG. 19 Pozo con sistema de vacío.

e) Electrósmosis.

En la mayoría de los suelos en que se realizan excavaciones bajo el nivel freático, éste puede ser abatido por algunos de los métodos descritos anteriormente o por combinaciones de ellos; sin embargo, algunos materiales como limos, limos arcillosos, arenas arcillosas y arcillas, materiales muy impermeables, no pueden ser drenados por gravedad debido a que la baja permeabilidad hidráulica hace que el efecto de la extracción de agua del subsuelo se propague muy lentamente, con el consiguiente retraso en la ejecución de la obra. Para acelerar el proceso de abatimiento, se ha recurrido a la aplicación del fenómeno electrosmótico, haciendo uso del efecto acelerador de flujo de agua producido por una corriente eléctrica continua aplicada al suelo.

Si dos electrodos son introducidos en el suelo y se les aplica una corriente eléctrica continua, el agua contenida en el suelo tenderá a emigrar del polo positivo (ánodo) al polo negativo (Cátodo). Si el pozo de bombeo lo convertimos en cátodo, el agua que fluye hacia él, puede ser extraída del subsuelo por bombeo.

En la figura 20 se muestra una ilustración típica de este tipo de bombeo.

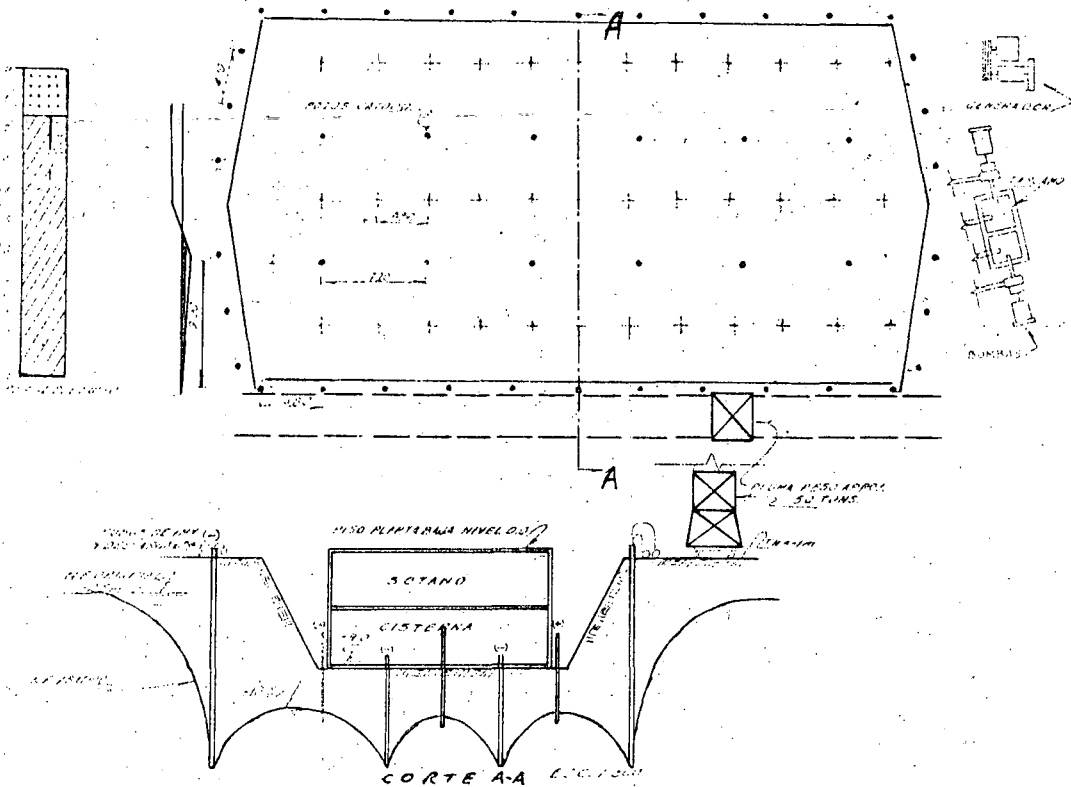


FIG. 20 Instalación típica de electrólisis.

V. DISEÑO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Una vez conociendo todos los factores que intervienen en el procedimiento constructivo de una cimentación, debe procederse a elaborar un programa de avance del procedimiento considerando todos los análisis que son necesarios para que la construcción de la cimentación sea rápida, segura y evite daños a las estructuras vecinas.

Para fines de ilustración del procedimiento constructivo supóngase el siguiente problema.

...#...

Se construirá una cimentación de una estructura en una área de 20 x 30m con las colindancias que se indican en la figura No. - 21.

La profundidad de la excavación está obligada y es de 5.50m y - la profundidad del nivel freático es de 2.00m.

Las etapas que se siguen son las siguientes:

- a) Dado que la cimentación tiene colindancias que no deben dañarse, será necesario que la excavación se efectúe entre estructuras de contención.

Para elegir la estructura de contención más apropiada debe tenerse presente que no pueden admitirse movimientos excesivos - ni filtraciones hacia la excavación que abatan parcialmente el ni vel freático exterior, por lo que la estructura elegida deberá te ner cierta rigidez e impermeabilidad.

Probablemente una tablaestaca metálica o un muro de concreto - colado en sitio sean las más convenientes. No se recomienda el uso de tablaestaca de vigueta y tablones o de precolados de con creto pues su flexibilidad requiere un mayor apuntalamiento y - puede dar lugar a movimientos excesivos.

Definido el tipo de tablaestaca se procede a determinar su sección y sus dimensiones, las cuales están en función de los perfiles que se tengan disponibles si se trata de tablaestaca metálica o de las dimensiones del elemento excavador si se trata de muros colados en sitio, y de la profundidad de la excavación.

Usualmente se considera un empotramiento mínimo de la tablaestaca de 1.50m a 2.0m a partir de la máxima profundidad de excavación.

- b) Elegida la estructura de contención se procede a elegir el tipo y distribución de pozos de bombeo para el abatimiento del nivel freático. Teniendo en cuenta todas las indicaciones mencionadas en el capítulo de control de filtraciones. En la figura 22 se indica una distribución de pozos de bombeo.
- c) Definido el bombeo se programan las etapas de excavación cuyas dimensiones están en función de las dimensiones de los entreejes, del equipo de excavación con que se cuente y de la magnitud de las expansiones inmediatas.

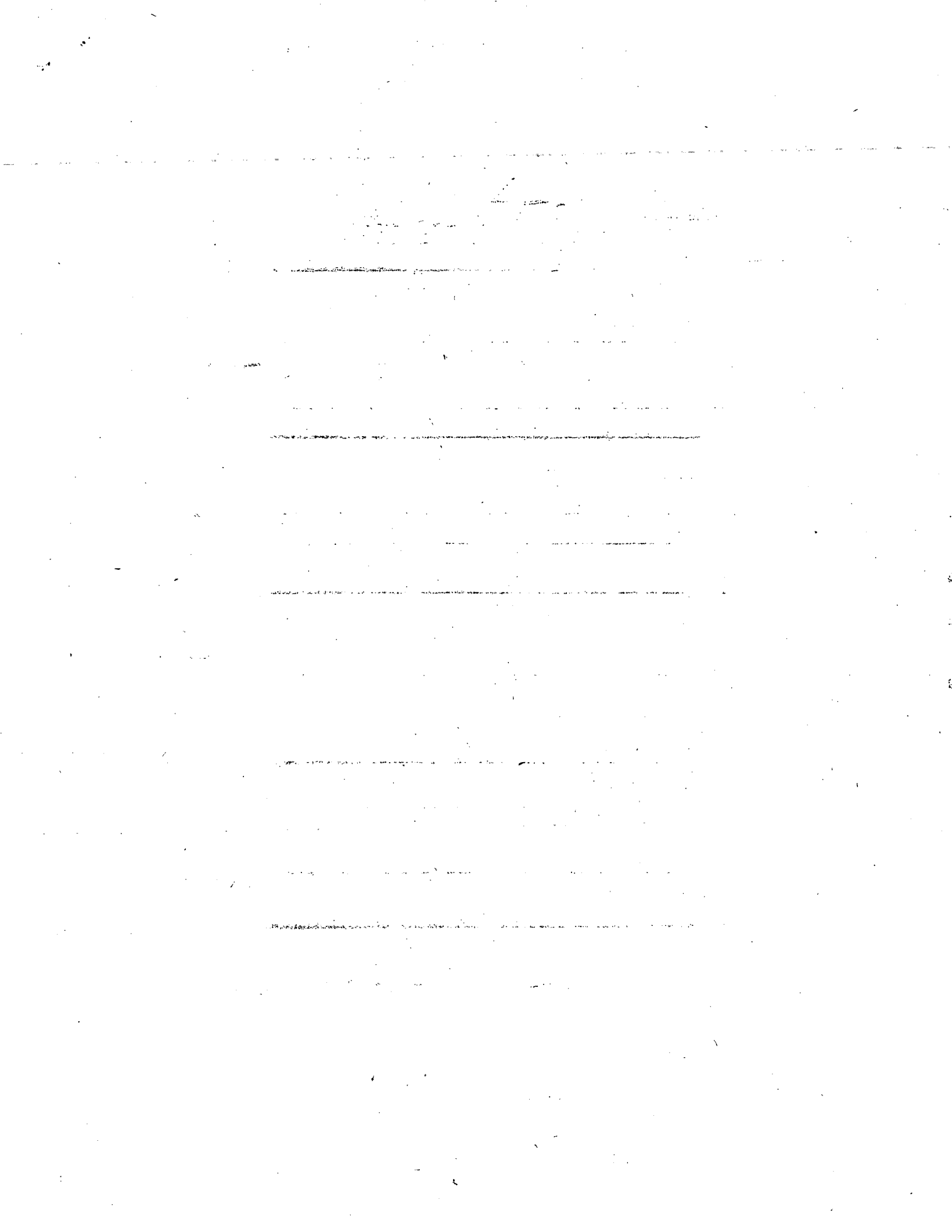
Algunas veces se recomienda efectuar una excavación previa en toda el área a 1.0m o 1.50m de profundidad.

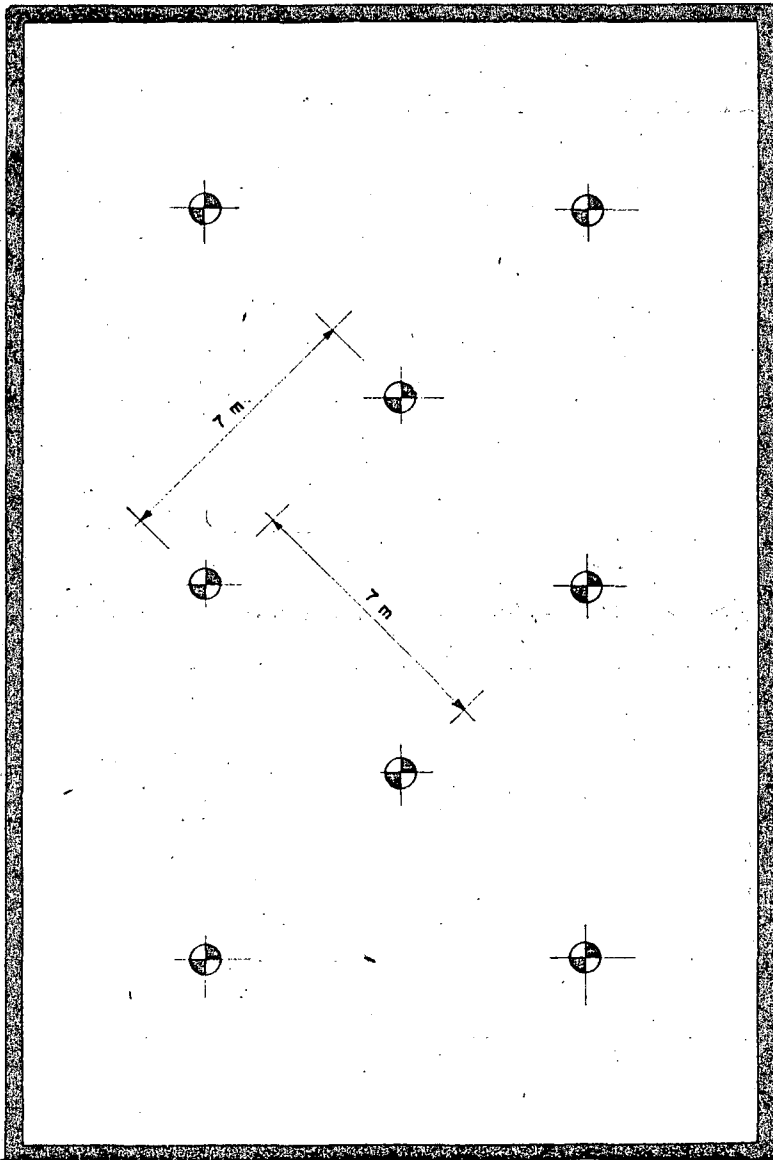
- d) Cada etapa estará limitada por taludes cuya inclinación deberá de finirse de acuerdo con el tipo de suelo y con los análisis de estabilidad mencionados en el capítulo de excavaciones con talud. - (Figura 23).
- e) A continuación se debe definir el apuntalamiento de manera que - no exista ninguna parte de la tablaestaca que quede libre. Los - puntales pueden apoyarse sobre las partes de la cimentación ya - construidas en etapas anteriores y colocarlos en zanja antes de - la excavación de las etapas colindantes con la tablaestaca.

El diseño de los puntales puede efectuarse con el criterio simplificado que se mencionó en el inciso de empujes horizontales.

Terminando el diseño del procedimiento constructivo, es conveniente elaborar un programa de instrumentación a fin de conocer con exactitud y oportunidad todos los movimientos y deformaciones del suelo y de las colindancias así como el funcionamiento del sistema de bombeo.

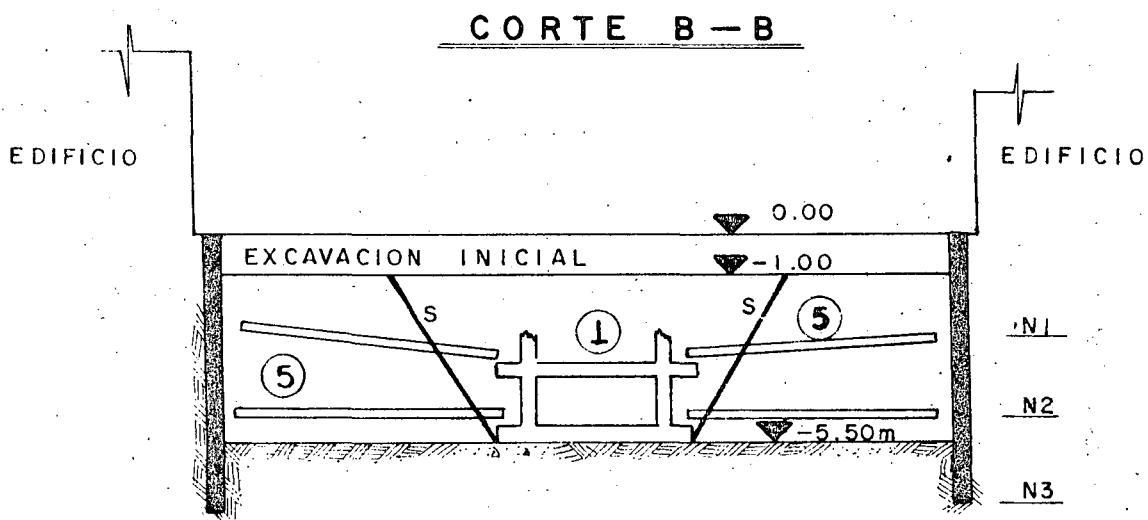
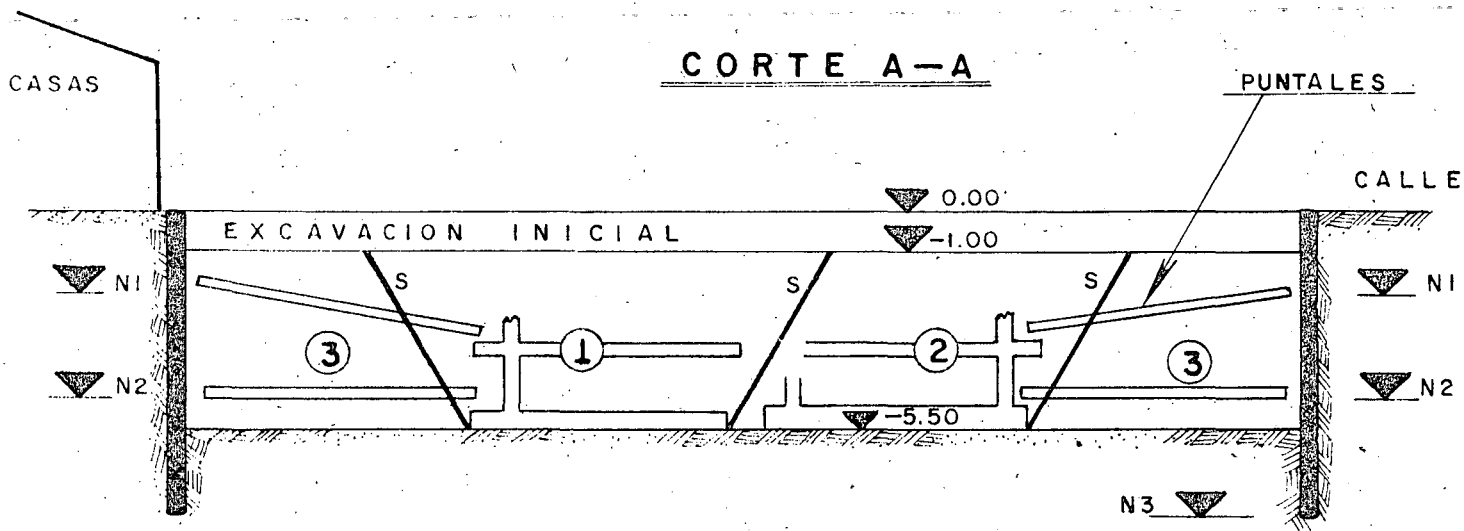
Finalmente es recomendable elaborar unas especificaciones generales por escrito con todos los pasos que debe seguir el procedimiento constructivo a fin de que las conozca y las cumpla el constructor de la obra.





DISTRIBUCION DE
POZOS DE BOMBEO

FIGURA : 22



- N1 = NIVEL SUPERIOR DE PUNTALES
- N2 = NIVEL INFERIOR DE PUNTALES
- N3 = NIVEL DE EMPOTRAMIENTO DE TABLAESTACA
- S = PENDIENTE DEL TALUD

FIG. 23- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y APUNTALAMIENTO

VI. DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS.

Los efectos de la construcción de cimentaciones en estructuras vecinas, es un factor importante para seleccionar el procedimiento de construcción más adecuado.

Los daños que se producen en estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción de una cimentación dependen básicamente del tipo, rapidez y magnitud del movimiento que el edificio sufra y del tipo de construcción, edad y condición existente del mismo.

A continuación se mencionan a grandes rasgos los casos más comunes de movimientos de estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción.

VI.1 MOVIMIENTOS ASOCIADOS CON UNA EXCAVACION.

La remoción de suelo durante una excavación, produce siempre un cambio en el estado de esfuerzos del suelo tanto bajo el fondo de la excavación como en sus lados, ocasionando con ello, deformaciones de la masa de suelo que, generalmente, se traducen en asentamientos del área vecina a la excavación.

Un procedimiento de construcción diseñado, de acuerdo a todo -

lo mencionado en los capítulos anteriores; eliminará al máximo - las deformaciones de la masa de suelo antes mencionadas, disminuirá los asentamientos en áreas vecinas y, en consecuencia los posibles daños que se puedan producir.

VI.2 ASENTAMIENTOS DEBIDOS AL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

Como ya se mencionó anteriormente, cuando el nivel freático es abatido, la presión efectiva de la masa de suelo afectada por dicho abatimiento se incrementa al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado, produciendo con ello una sobrecarga en toda la zona afectada por el abatimiento.

Cuando el material en que se efectúa el abatimiento es arenoso y, en consecuencia prácticamente incompresible, el incremento en la presión efectiva no produce asentamientos importantes, excepto - en el caso que la arena sea extremadamente suelta. Sin embargo, en el caso de materiales compresibles (arcillas y limos), la sobrecarga inducida por el abatimiento puede producir grandes - asentamientos en el área de influencia del mismo, sobre todo, si las condiciones de drenaje de los estratos compresibles son adecuadas.

Una de las formas de evitar al máximo estos asentamientos es -
ademas la excavación con una estructura impermeable con el ob-
jeto de evitar que el abatimiento se prolongue mas allá de los lí-
mites de la excavación.

En el caso de que la estructura de contención no sea lo suficien-
temente impermeable para eliminar el abatimiento por fuera del -
área excavada, ya sea por defectos de construcción o hincado de
la misma o por el propio diseño de la ataguía, es a veces nece-
sario para disminuir los asentamientos por abatimiento, el insta-
lar pozos de recarga del nivel freático, inyectando a través de -
los mismos el agua que se bombea de la excavación.

VI.3 ALGUNOS PASOS PARA PREVENIR DAÑOS EN ESTRUCTURAS VE- CINAS.

Los pasos que deben tomarse para evitar al máximo que la cons-
trucción de la cimentación produzca daños en propiedades adyacen-
tes son:

- 1.- Levantar planos de las estructuras, determinar el tipo de cimen-
tación de los mismos, estimar las cargas que transmite el sub-
suelo y establecer los movimientos permisibles.

- 2.- Evaluar las condiciones del subsuelo y métodos probables de construcción. Verificar comportamiento pasado de la construcción.
- 3.- Diseñar el sistema provisional de soporte del suelo durante la excavación, tipo de abatimiento y establecer el procedimiento de construcción.
- 4.- Una vez que se inicia la construcción, se deberán establecer programas de vigilancia para verificar el comportamiento de las estructuras y evaluar los procedimientos de construcción.
- 5.- Modificar el procedimiento de construcción en caso necesario.

VII. INSTRUMENTACION Y CONTROL EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Con objeto de garantizar el buen comportamiento de una cimentación y de las estructuras vecinas, es de suma importancia que durante su construcción y después de ella, se efectúe un control adecuado de todos los factores que intervienen en su comportamiento, mediante el uso e instalación de algunos instrumentos que van desde los bancos de nivel hasta las celdas de carga e inclinómetros.

Del control, de la instrumentación y de la interpretación de las lecturas durante y después de la construcción de las cimentaciones, dependerá el éxito del comportamiento de la misma y el poder detectar y corregir a tiempo algunos procesos que pueden conducir a fallas de tipo sencillo o catastrófico.

Los controles mencionados a continuación se recomiendan para conocer el mejor funcionamiento de las cimentaciones.

VII.1 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO POR GRAVEDAD.

Para el control y funcionamiento del abatimiento del nivel freático por gravedad, es conveniente proceder al control de los siguientes aspectos:

a) Pozos de Bombeo.

Deberá efectuarse un control adecuado durante la construcción de los pozos de bombeo, colocando ademes ranurados de un diámetro inferior al diámetro del pozo y suficiente para que quepa la bomba con una holgura de cuando menos media pulgada. (por ejemplo: el diámetro de los pozos puede variar entre 6" y 8", el diámetro del ademe ranurado entre 4" y 6" y el tamaño de la bomba eyectora puede ser de 1 x 1 1/4" ó 1 x 1 1/2").

Es importante que el area ranurada del ademe sea de cuando me nos el 5% de su superficie total y que el filtro que se coloque entre el ademe y el pozo sea de grava y arena bien graduada y cumpla con las especificaciones de filtros necesarias para evitar la tubificación del suelo por bombear.

Es conveniente también efectuar una enérgica limpieza del pozo mediante el "chifloneo" del agua limpia a presión para asegurar su buen funcionamiento.

Los controles antes mencionados son de gran importancia, pues de ellos depende la eficiencia del sistema de bombeo.

b) Piezómetros.

Instalación de piezómetros abiertos tipo Casagrande ó neumáticos, con objeto de medir el abatimiento que experimenta la presión del agua del subsuelo antes, durante y después del abatimiento; se llevará una gráfica presión piezométrica-tiempo con objeto de mantener un control adecuado del bombeo. La frecuencia de las lecturas en los piezómetros puede ser de una lectura por día antes de iniciar el bombeo, dos lecturas por día durante el bombeo y dos lecturas por semana después de terminado el bombeo y hasta que el nivel freático esté completamente restablecido.

c) Presión de Operación de la Bomba.

Se tomarán lecturas de la presión de la bomba que opera todo el sistema (generalmente se coloca una bomba por cada 12 a 15 pozos), con una frecuencia de una vez por día y con los datos obtenidos se elaborará una gráfica presión de operación-tiempo. Generalmente, la presión de operación de estas bombas, varía entre 2 y 4 kilos por cm^2 , para un sistema de 12 a 15 bombas eyectoras.

d) Gasto extraído.

Se tomarán lecturas del gasto total extraído por todo el conjunto de bombas eyectoras con una frecuencia de una vez por día y se elaborará una gráfica gasto-tiempo hasta la suspensión del bombeo.

e) Nivel Dinámico.

Se tomarán lecturas del nivel dinámico de los pozos (profundidad del espejo de agua) con una frecuencia igual a la antes indicada para los piezómetros y se elaborarán gráficas nivel dinámico-tiempo, durante el período de bombeo.

f) Tiempo de Bombeo.

Es importante llevar un control preciso del tiempo de bombeo, -

pues un tiempo excesivo puede repercutir en movimientos excesivos tanto de la cimentación como de su vencidad.

Se recomienda que el bombeo se suspenda en el momento en que las descargas producidas por la excavación sean equilibradas por el peso de la cimentación.

VII-2 ABATIMIENTO DE NIVEL FREATICO POR ELECTROOSMOSIS.

En este caso los controles que se recomiendan son los mismos - que en el caso anterior, agregando los siguientes:

a) Voltajes.

Deberá controlarse el gradiente eléctrico entre varilla-ánodo y - pozo-cátodo con objeto de mantener la uniformidad en el bombeo, generalmente se recomienda un gradiente eléctrico inicial que no exceda de 0.3 Volts. por cm, por lo que para una separación - entre ánodo y cátodo de 4 Mts. por ejemplo, deberá proveerse - un voltaje inicial máximo de 120 Volts. Es importante contar -- con un generador de corriente continua adecuado para proporcio-- nar los voltajes calculados. De acuerdo con la separación ánodo-- cátodo que se tenga en cada caso.

b) Tiempo de aplicación del voltaje.

El tiempo de aplicación del voltaje será igual al tiempo de aplicación del bombeo, según el criterio mencionado en VII-1.f

c) Corrosión.

A fin de que las varillas ánodo no se dañen por efectos de la corrosión, no deben aplicarse gradientes eléctricos superiores a 0.3 Volts. por centímetro.

VII.3 MOVIMIENTOS.

Es fundamental llevar un adecuado control de los movimientos que sufren las cimentaciones durante su construcción y a largo plazo, para lo cual se recomiendan los siguientes controles.

a) Bancos de Nivel en el Fondo de la Excavación.

Se recomienda instalar bancos de nivel en el fondo de la excavación con objeto de medir las expansiones y/o asentamientos que ocurran antes, durante y después de la excavación.

Es importante que la instalación de estos bancos se efectúe antes de iniciar cualquier excavación, con objeto de obtener una historia fidedigna de los movimientos del subsuelo. Para instalar

estos bancos pueden excavarse pozos de pequeño diámetro, hasta la profundidad de proyecto y colarse en su punto inferior un tapón de concreto con una varilla.

Es conveniente que la frecuencia de las lecturas de estos bancos sea de una vez por día antes de la excavación, dos veces por día durante la excavación, y una vez por día después de la excavación. Se elaborarán, con los datos obtenidos, gráficas movimiento-tiempo.

Adicionalmente a este control es conveniente llevar en forma gráfica el avance de la excavación y construcción de la zona de influencia que corresponde a cada uno de estos bancos.

b) Bancos de Nivel Superficiales.

Es conveniente la instalación de bancos de nivel superficiales ó puntos de control localizados en lugares cercanos y superficiales a la cimentación, con objeto de conocer los movimientos de las zonas vecinas. Tanto estos bancos como los mencionados en el inciso a) deben medirse tomando como referencia un banco de nivel superficial de cota prefijada alejado cuando menos 200 Mts. de la cimentación por construir; por ningún motivo deben tomarse lecturas referenciadas a bancos de nivel-

profundos, pues los efectos del hundimiento del valle se reflejan y no pueden interpretarse correctamente los movimientos aislados de la cimentación. La frecuencia de las lecturas de estos bancos puede ser la mencionada en el inciso a); asimismo deberán llevarse gráficas movimientos-tiempo con los datos obtenidos.

c) Líneas de Colimación.

Se llevará un control de los desplazamientos horizontales producidos por medio de líneas de colimación localizadas paralelas y superficiales a las fronteras de la excavación. Se recomienda que la frecuencia de las lecturas de éste control sea igual a la mencionada en a).

Con los datos obtenidos se elaborarán gráficas desplazamientos horizontales-tiempo.

d) Bancos de Nivel en Columnas y Losas de Cimentación.

Una vez que progresa la construcción de la cimentación es conveniente que los bancos de nivel localizados en el fondo se correlacionen a puntos o bancos de nivel ubicados en columnas y losas ya construidas, a fin de conocer la evolución de los movimientos-

diferenciales que ocurren.

La frecuencia de las lecturas de estos bancos será de una vez por día hasta que se termine la construcción total de la estructura y de una vez al mes después de la terminación.

Se elaborarán gráficas movimiento-tiempo con los datos obtenidos.

VII-4 INCLINOMETROS

Es interesante instalar inclinómetros adyacentes a las estructuras de contención, con objeto de conocer la variación de los desplazamientos horizontales con la profundidad, en zonas previamente determinadas.

La frecuencia de esta lectura puede ser una por día antes y durante la excavación y una vez por semana después de ésta.

Se llevarán una vez por día gráficas desplazamiento horizontal - profundidad.

Algunas veces es conveniente instalar inclinómetros en el hombro de taludes que van a estar abiertos por largo tiempo, a fin de conocer sus desplazamientos.

En este caso la frecuencia en las lecturas variará según la conveniencia.

VII-5 CARGAS EN PUNTALES.

Algunas veces es conveniente colocar celdas de carga entre cada uno de los puntales y la estructura de contención, con objeto de proporcionar y mantener las presiones adecuadas sobre el terreno, evitando en esta forma movimientos excesivos de la estructura de contención hacia la excavación y por lo tanto daños a las estructuras vecinas.

La frecuencia de las lecturas de las cargas puede ser de una vez al día durante la excavación. Se elaborarán gráficas carga-tiempo con los datos obtenidos.

VII-6 COMPACTACION.

En algunos casos es necesario rellenar espacios adyacentes a las cimentaciones, por lo que es importante un control adecuado en la compactación de estos rellenos mediante pruebas in situ (calas volumétricas).

Es conveniente además, con objeto de prevenir asentamientos en

estos rellenos, que los espesores de las capas por compactar no excedan de 30 cms. que el material de relleno no sea cohesivo, que se elaboren pruebas previas de laboratorio, que se utilicen en el campo compactadores adecuados y que se usen pisones manuales en zonas difíciles.

VII-7 DESPLOMES Y MOVIMIENTOS POSTERIORES A LA CONSTRUCCION.

Con objeto de conocer el funcionamiento de la cimentación durante su vida útil es conveniente efectuar las siguientes mediciones:

a) Desplomes.

Se medirán los desplomes de la estructura en cada esquina en caso de que se observe alguna tendencia de volteo.

La frecuencia de estas lecturas puede hacerse una vez cada 15 días o una vez al mes, según el caso y con los datos obtenidos se elaborará para cada lectura, una gráfica altura-desplome ó tiempo-desplome.

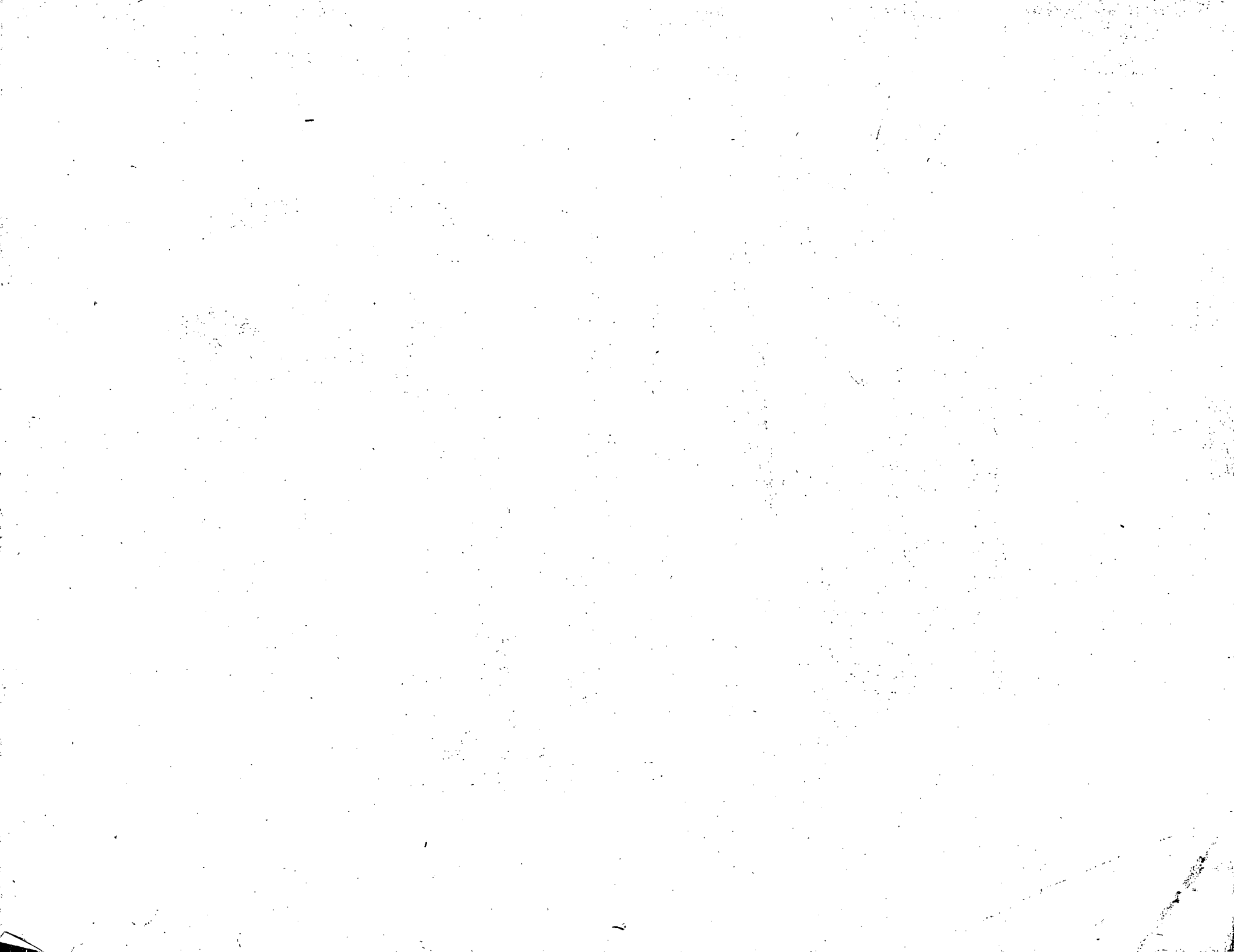
b) Movimientos a largo plazo.

A fin de confirmar los movimientos previstos y evitar daños a la propia estructura y a las vecinas, se llevará un control de los

movimientos en cada columna de la estructura y con los datos obtenidos se elaborarán gráficas movimientos-tiempo con una frecuencia igual a la mencionada en VII-4 . De estos controles depende el efectuar una recimentación o confirmar el buen funcionamiento de las estructuras.

REFERENCIAS .

- 1.- Mecánica de Suelos Tomo II
E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez.
- 2.- Foundation Engineering
R.B. Peck, W.E. Hanson, T.H. Thornburn.
- 3.- Soil Mechanics in Engineering Practice
Segunda edición K. Terzaghi, R. B. Peck.
- 4.- Foundation Engineering
G. A. Leonards.
- 5.- Efectos de la Construcción de Cimentaciones en
estructuras cercanas.
D.J.D' Appolonia. Memorias del cuarto Congreso
Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería
de Cimentaciones.
- 6.- Electrosmosis aplicada a la construcción
C.L. Flamand E. Taméz G. Solum, S. A.
Publicacion interna No. 5





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

EJEMPLOS

ING. JUAN JACOBO SCHMITER.

NOVIEMBRE ,1978.



CIMENTACIONES SUPERFICIALES

EJEMPLO DE APLICACION 1

Datos Arquitectónicos:

Se desea construir en el Noroeste de la República Mexicana un Conjunto Habitacional compuesto por 192 casas de un nivel. La distribución de muros en planta se indica en la Figura 1.

Las casas se distribuirán en 24 manzanas, cada una de las cuales contendrá 8 unidades.

El conjunto completo, incluyendo calles y zonas verdes ocupará $40,000 \text{ m}^2$.

El costo aproximado de las construcciones será del orden de 31 millones de pesos (incluye casa y terreno).

Datos Estructurales:

Losa plana de 10 cm de espesor en el techo, muros de tabique de 14 cm reforzados con castillos y descansando sobre dalas de concreto armado de $20 \times 30 \text{ cm}$.

Cimentación a base de zapatas aisladas en las esquinas de la estructura, según se indica en la Figura 1. Las descargas por zapata se indican en la misma figura.

Datos del Subsuelo:

0.0 a 1.4 m Arcilla Dura (CH), color café claro, muy agrietada, límite promedio líquido y plástico de 65 y 23% respectivamente y contracción lineal promedio de 19%. Peso volumétrico húmedo de 1700 a 1806 Kg/m^3 , contenido natural de agua 12.8 a 24.4%.

Porcentaje de expansión libre 9.36 a 35.97%. Presión de expansión 0.225 a 1.573 Kg/cm^2 .

1.4 a 2.1 m Arcilla Firme (CL), poco arenosa, límites promedio líquido y plástico de 39 y 23% respectivamente y contracción lineal promedio de 6%. Peso volumétrico húmedo de 1600 a 1700 Kg/m^3 contenido natural de agua, 25 a 30%. Expansión libre 4 a 8%, presión de expansión 0.1 a 0.2 Kg/cm^2 .

2.1 hasta 15.0 m, arena gruesa y arenas limosas compactas.

En la Figura 2, se muestra la carta Granulométrica de los suelos encontrados entre 0 y 1.4 m.

En la Figura 3, se muestra la carta de plasticidad de los suelos detectados entre 0 y 1.4 m.

En las Figuras 4 a 9 se muestran propiedades mecánicas de los suelos.

El resto de datos faltantes deberán ser supuestos apropiadamente por el Profesor del Tema de acuerdo con sus necesidades e informarlos al coordinador.

Atentamente



ING. JUAN J. SCHMITTER.

516 0460 Ext. 366

Superficie Construida aprox. 90.6 m²

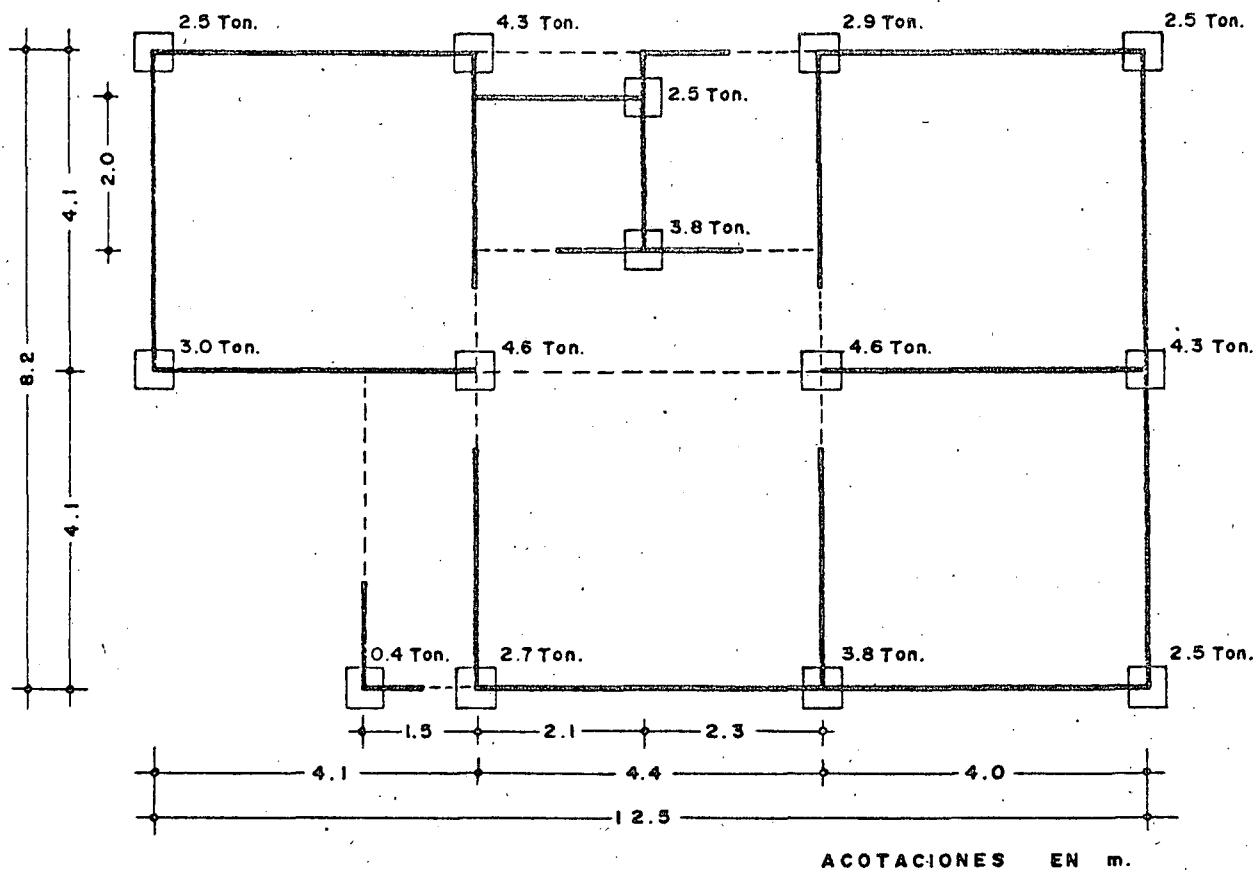
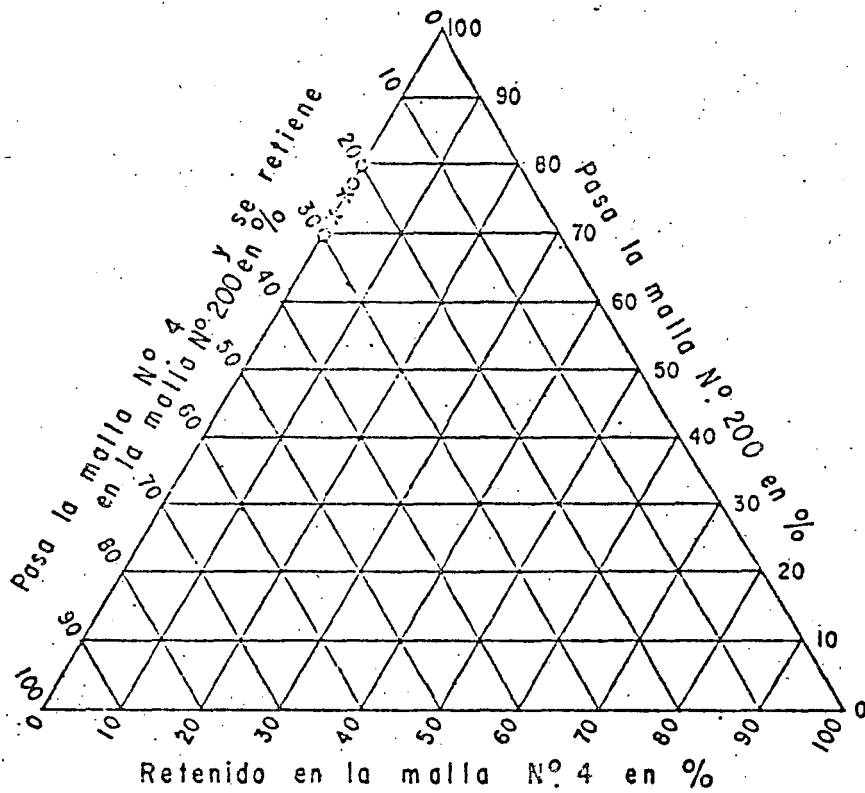


Fig. 1 Distribucion de muros para cada casa tipo.

Descargas sobre zapatas.

EJEMPLO 1



X—Suelos encontrados a profundidades entre 0.00 y 1.00 m.

o—Suelos encontrados a profundidades de 1.00 y 1.40 m.

Fig. N° 2. Carta Granulométrica.

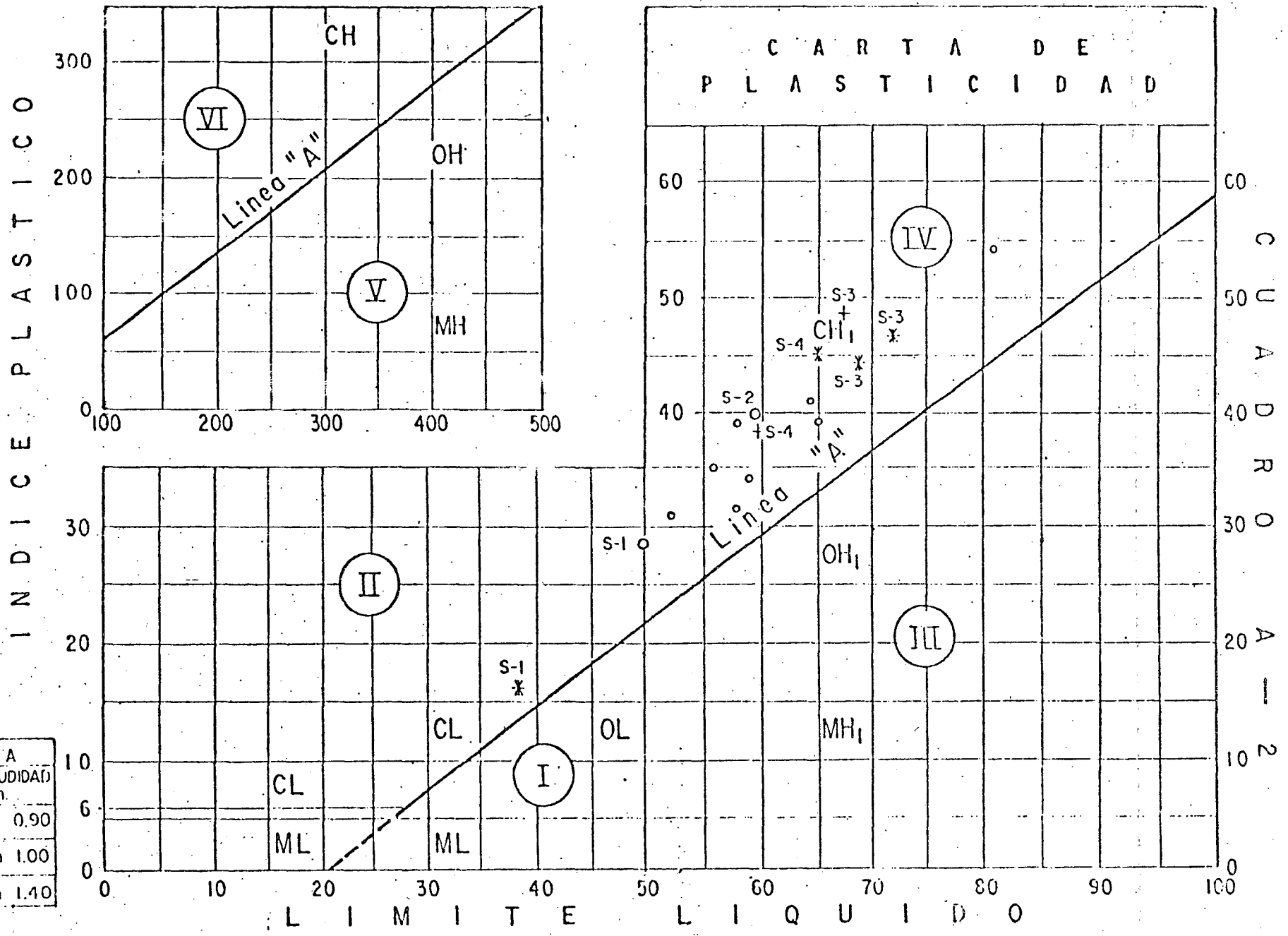


Fig. 3 Carta de plasticidad mostrando la ubicacion de los suelos detectados en los sondeos.

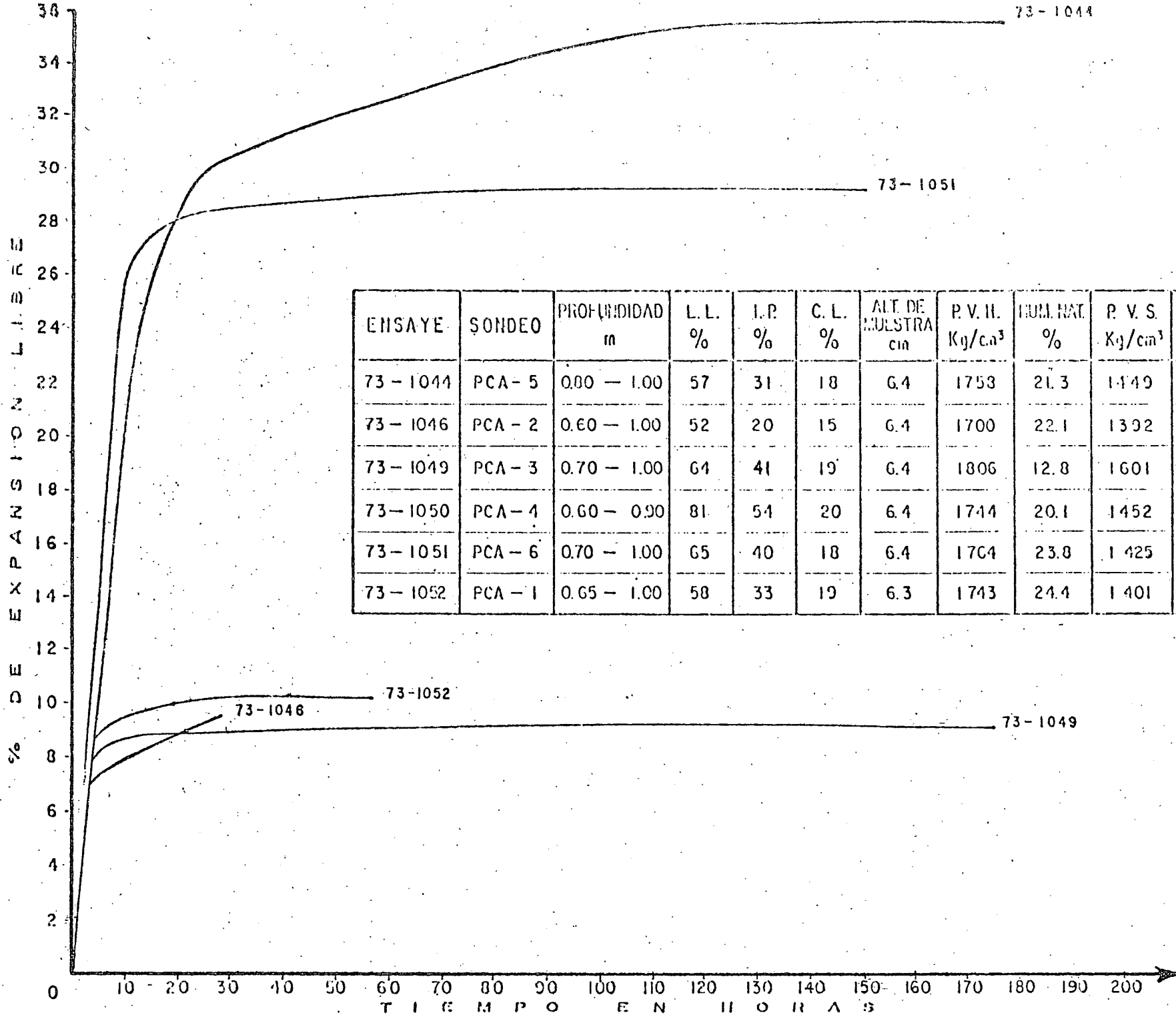


Fig. 4 Gráficas de expansión libre - tiempo

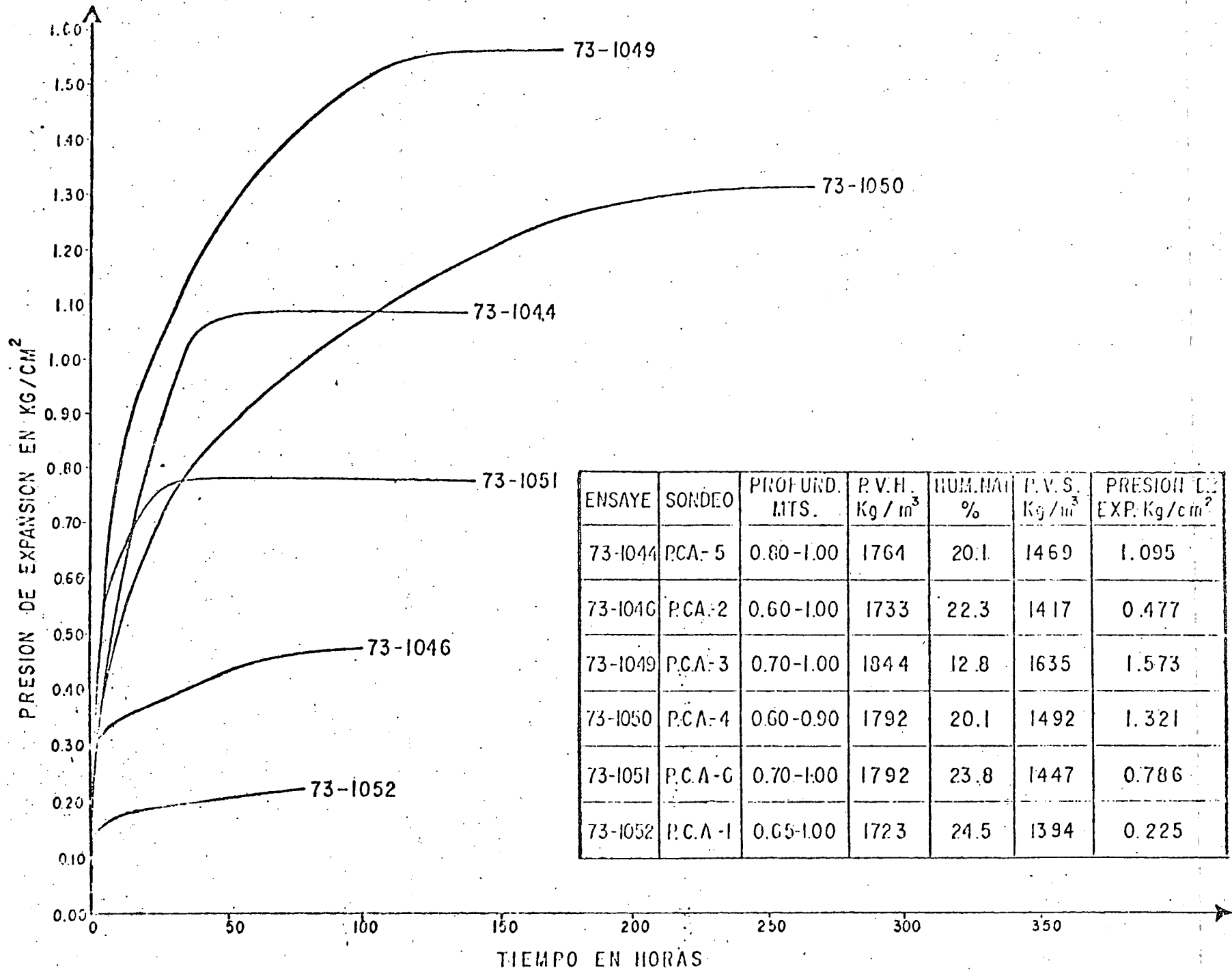
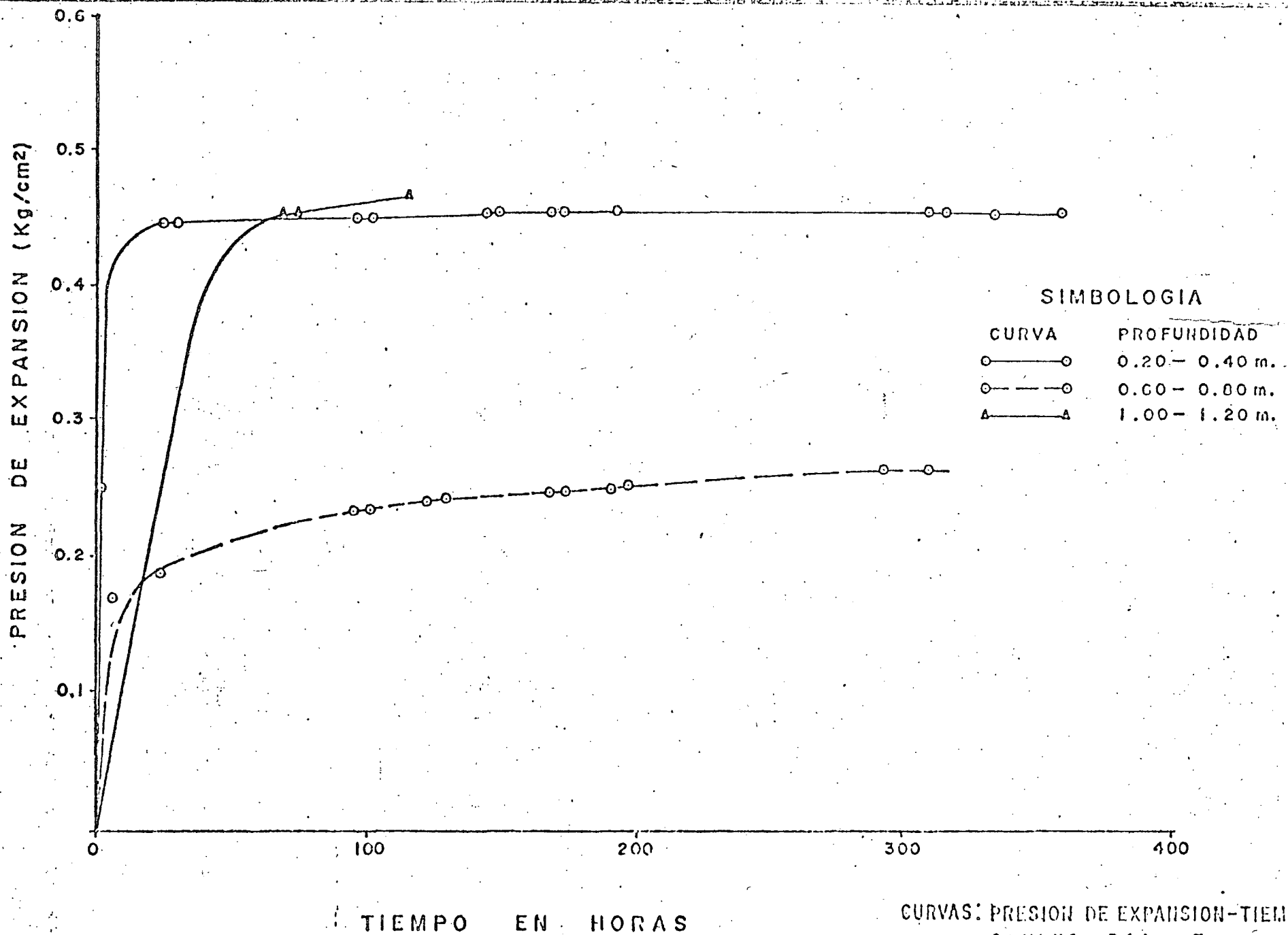


FIG. No 5 Gráficas de presión de expansión--tiempo

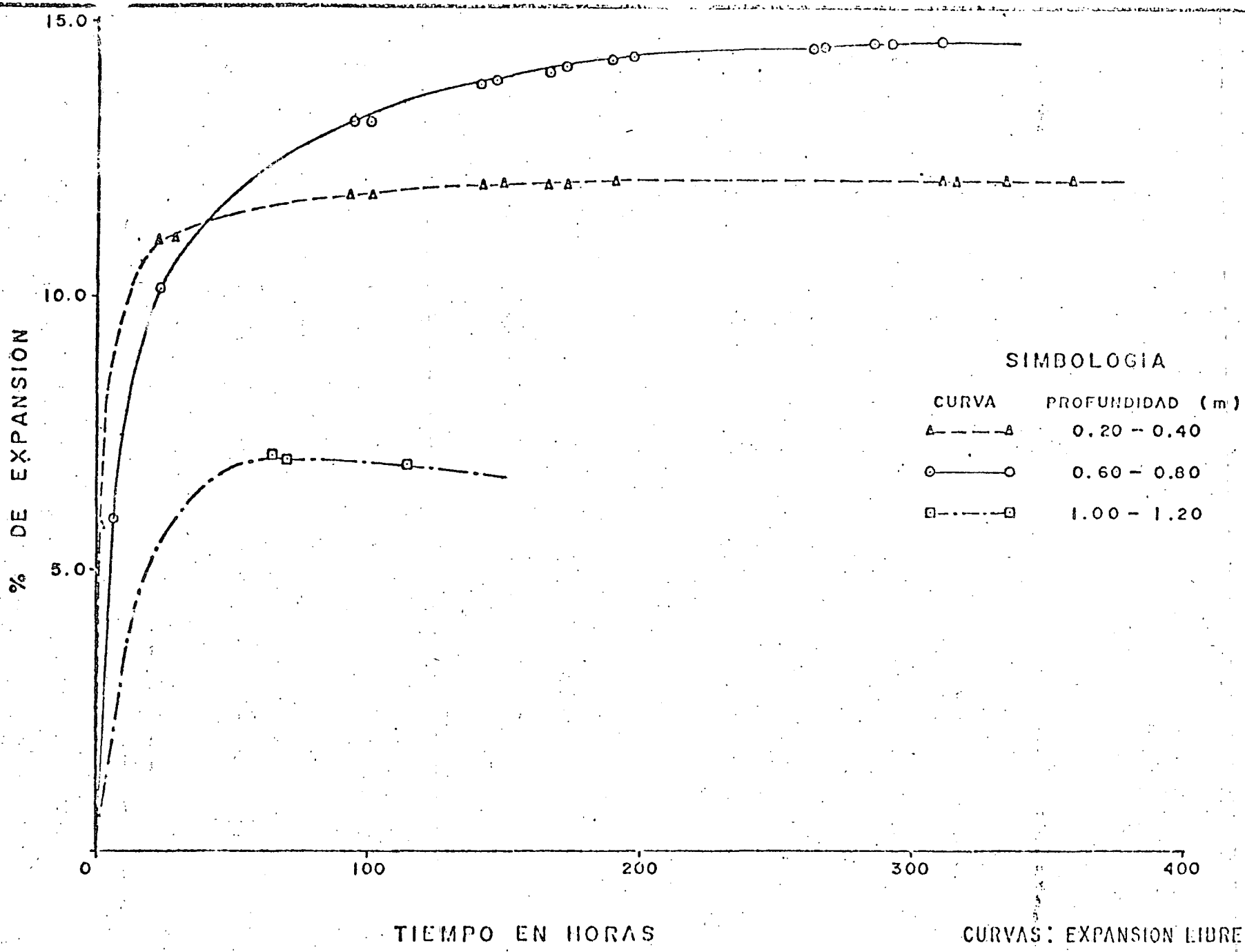


SIMBOLOGIA

CURVA	PROFUNDIDAD
o—o	0.20 - 0.40 m.
o---o	0.60 - 0.80 m.
A—A	1.00 - 1.20 m.

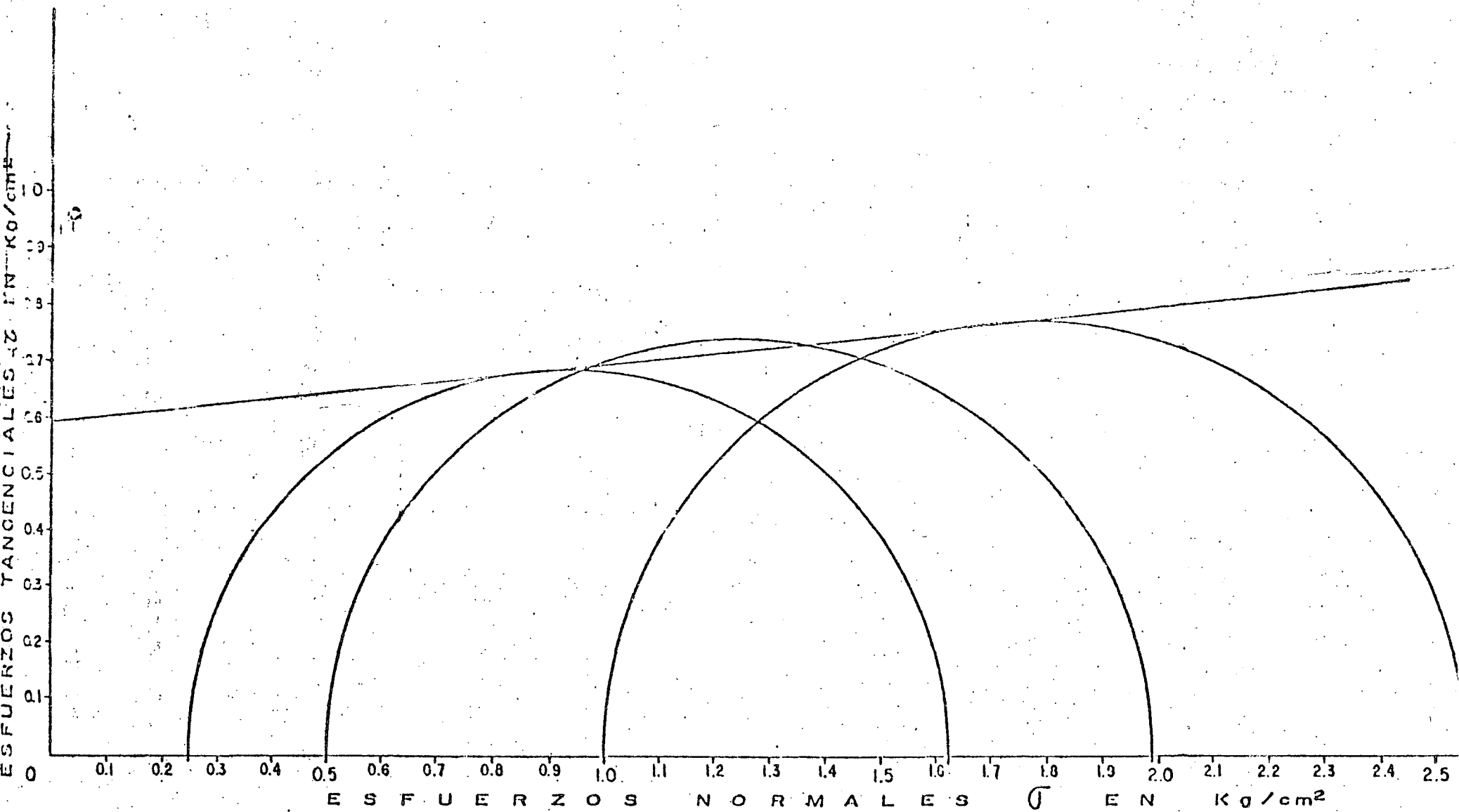
CURVAS: PRESION DE EXPANSION-TIEMPO
SONDEO PCA -- 7

FIGURA Nº 6



CURVAS: EXPANSION LIBRE-TIEMPO
SONDEO PCA -7

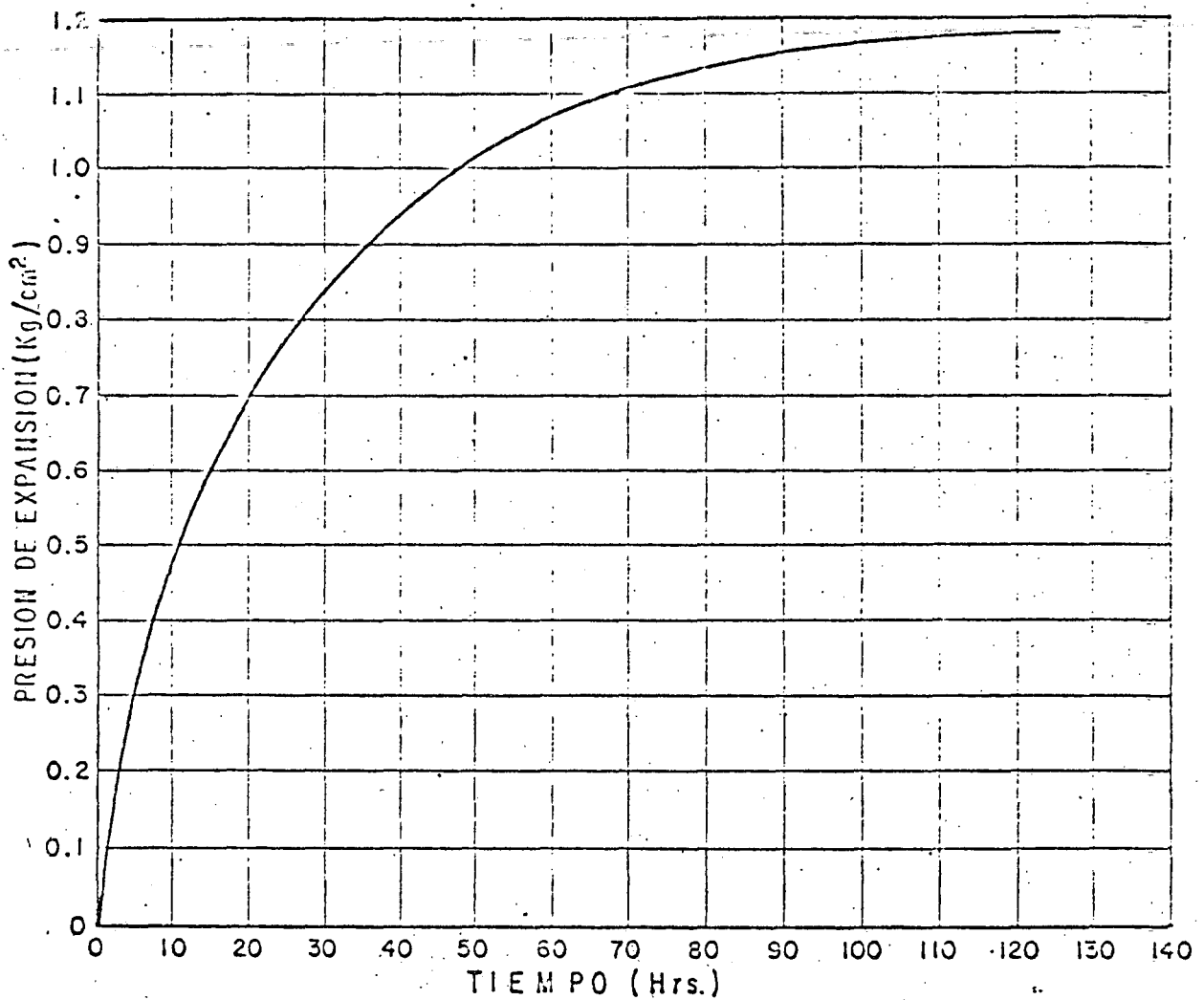
FIGURA Nº 7



$$w = 32\%; \delta = 1.8 \text{ T/m}^3; \phi = 6^\circ; c = 5.9 \text{ T/m}^2$$

Fig. 8. Envolvente de falla obtenida en prueba triaxial rápida Sonda PCA-2, profundidad 0.65 a 1.00 m.

CURVA PRESION DE EXPANSION—TIEMPO



DATOS ADICIONALES

LL	_____	56%
IP	_____	32%
CL	_____	17%
LC Remoldeado	_____	16%
LC Natural	_____	21%
W Natural	_____	22%
ρ_m	_____	1.588 t/m ³

Expansión bajo carga en el Consolidómetro

Presión en t/m² % Expansión.

2.50	_____	5.03
5.00	_____	4.00
7.50	_____	1.54
10.00	_____	Nula.

Presión de Expansión (Método de Hveem) _____ 11.8 t/m².

$q_u = 20$ t/m².

Fig. N° 9 Resumen de resultado de Expansión, Contracción,
Compresión Simple y Clasificación en pruebas
efectuadas al material del estrato.

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

EJEMPLO DE APLICACION 2

DATOS ARQUITECTONICOS:

Se construirá en la Zona Céntrica de la Ciudad de México un Edificio para Estacionamiento, constituido por sótano, planta baja y siete niveles utilizables.

El piso terminado del sótano quedará a 4.10 m de profundidad respecto al nivel de banqueta.

El área de terreno que cubre el edificio es del orden de 4670 m² y tiene la forma que se indica en la Figura 1.

El costo aproximado de la obra será de 80 millones de pesos.

Presentará fachadas con Calles al Oriente y al Sur e interferirá con colindancias al Norte y Poniente.

DATOS ESTRUCTURALES:

Será estructura de concreto, cimentada a base de un cajón sobre compensado, apoyado a 6.71 m de profundidad (figura 2), no tiene excentricidades en sus cargas.

El ala A del inmueble transmitirá al subsuelo una presión total de 8.6 ton/m² y en el ala B, 9.0 ton/m², en ambos casos incluyendo el peso de la cimentación.

DATOS DEL SUBSUELO:

En la Figura 3 se indica croquis de localización de sondeos efectuados.

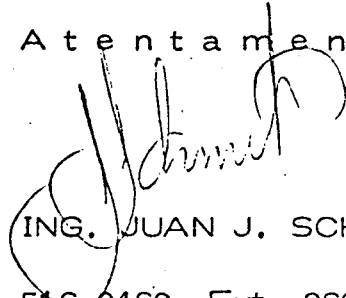
En las Figuras 4 y 5, se muestran los perfiles encontrados en los sondeos.

En la Figura 6 se muestra la sobre compensación de los Cuerpos A y B y las expansiones máximas teóricas que puede presentar.

NOTA:

El resto de datos que falten deberán ser propuestos apropiadamente por el profesor del tema, e informados al Coordinador del Curso.

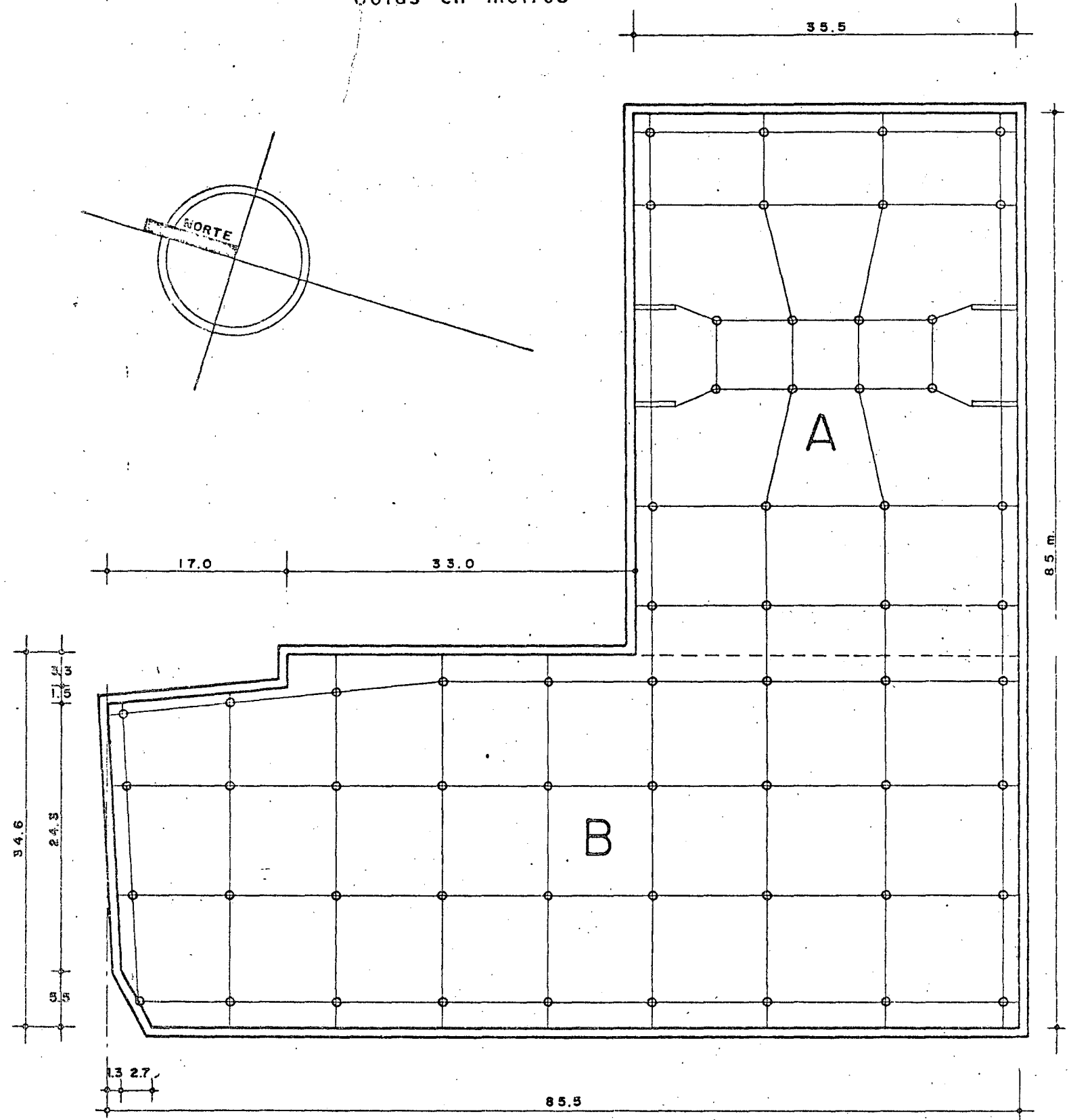
A t e n t a m e n t e



ING. JUAN J. SCHMITTER

516 0460 Ext. 366

Cotas en metros



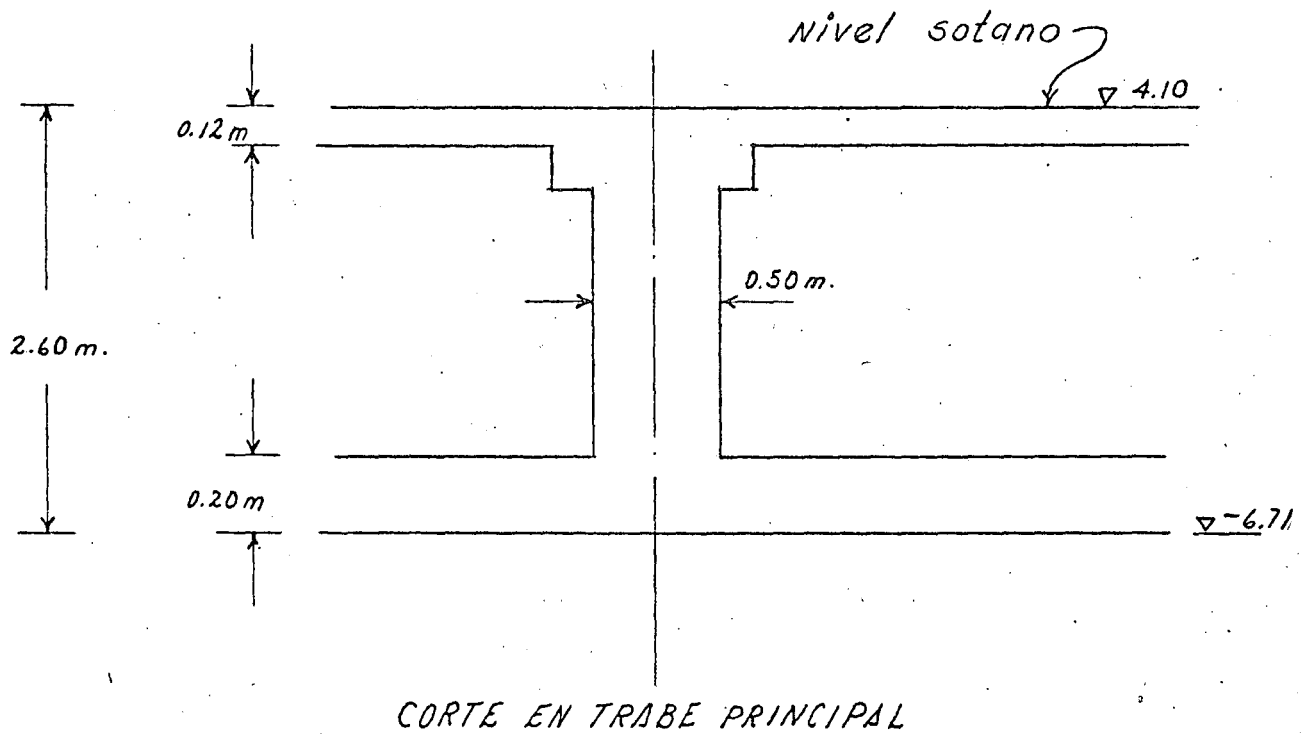
PLANTA DEL ESTACIONAMIENTO

Esc. 1:500

EJEMPLO 2

Figura 1

PROFUNDIDAD CIMENTACION - 6.71 m.

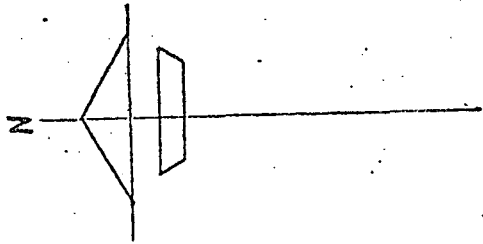


No hubo excentricidades en las cargas del edificio
 ($e_x < 20 \text{ cm}$ $e_y < 20 \text{ cm}$ para cada cuerpo.

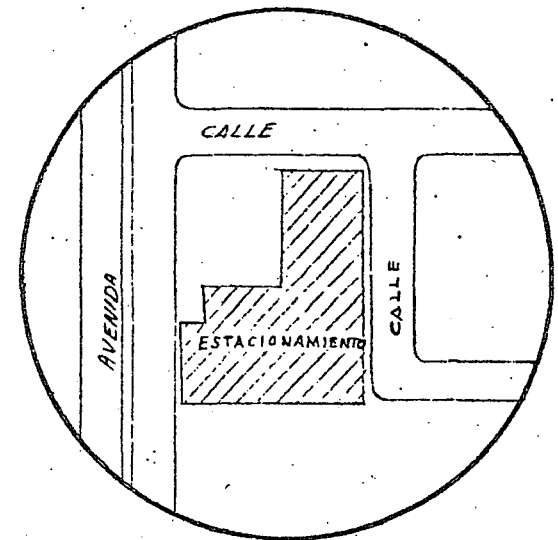
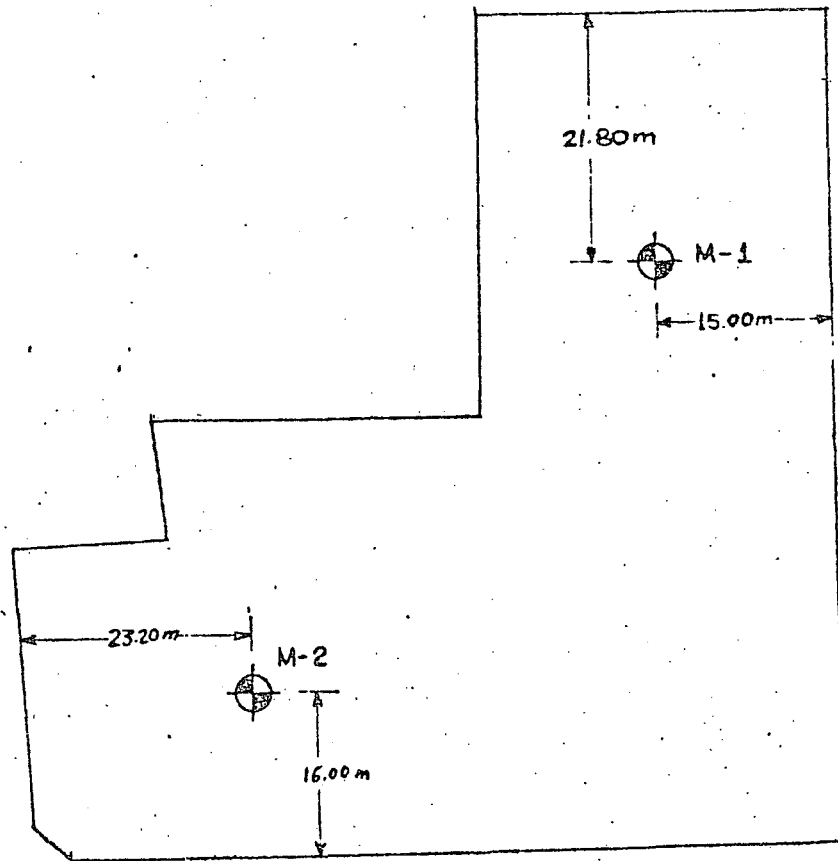
EJEMPLO 2

Figura 2

LOCALIZACION DE SONDEOS



ESCALA 1:80

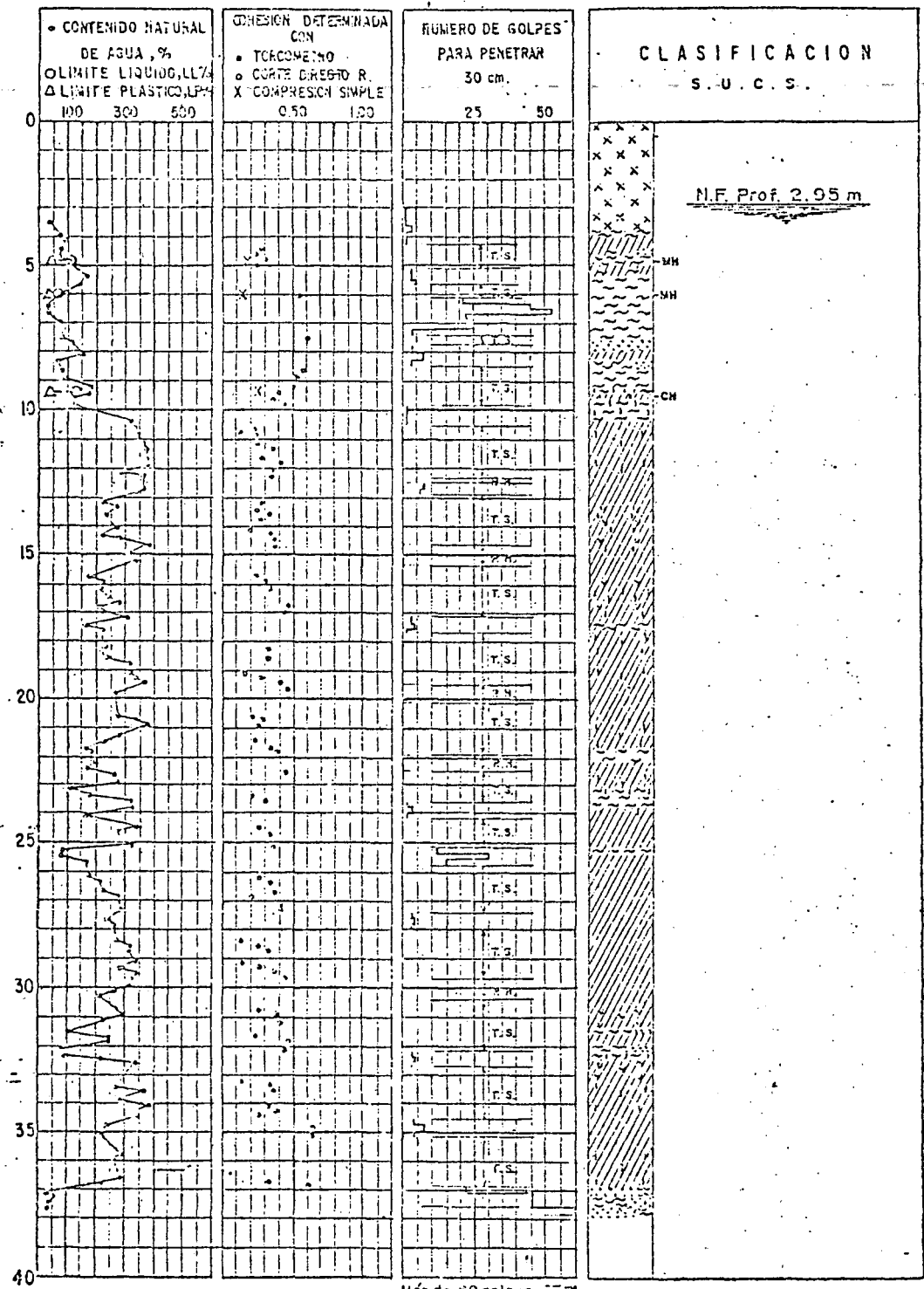


CROQUIS DE LOCALIZACION

EJEMPLO 2

Figura 3

PROFUNDIDAD, en metros



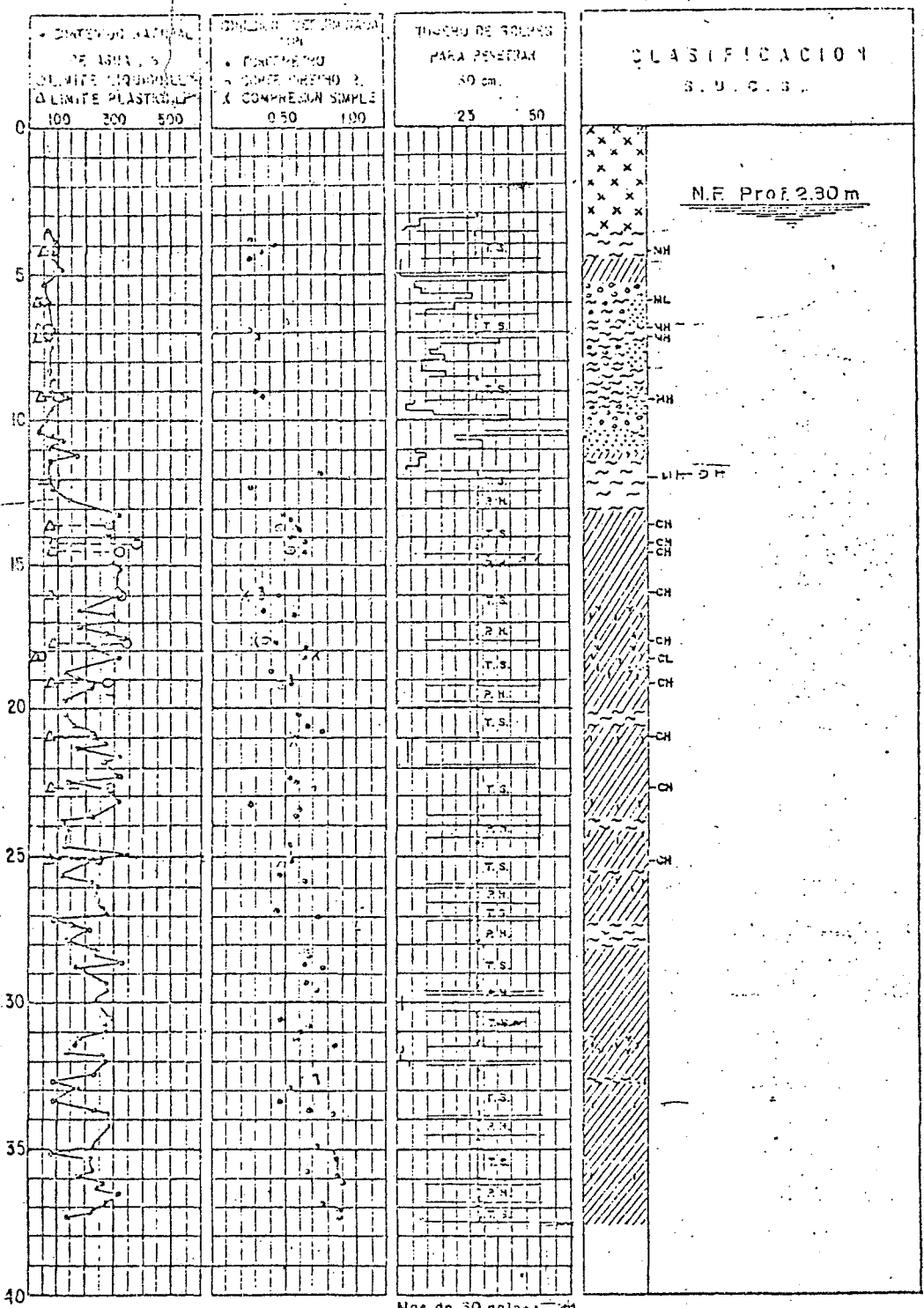
Más de 60 golpes
T.S. Tubo Shelby
P.H. Paso de herramienta

- SÍMBOLOS CONVENCIONALES.**
- | | | | |
|--|---------|--|------------------|
| | PELENO | | GRAVA |
| | ARCILLA | | FÓSILES |
| | LIMO | | VIDRIO VOLCÁNICO |
| | ARENA | | |
- NOTAS:**
 Peso del martillo: 64 Kg.
 Altura de caída: 75 cm.
 COHESIÓN EN Kg/cm^2

EJEMPLO 2

SONDEO MIXTO-1
 PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYES
 México, D.F. de 19 | Fig. 4

PROFUNDIDAD, en metros



Maz de 50 golpes
 T.S. Tubo Shelby
 P.H. Paso de herramienta

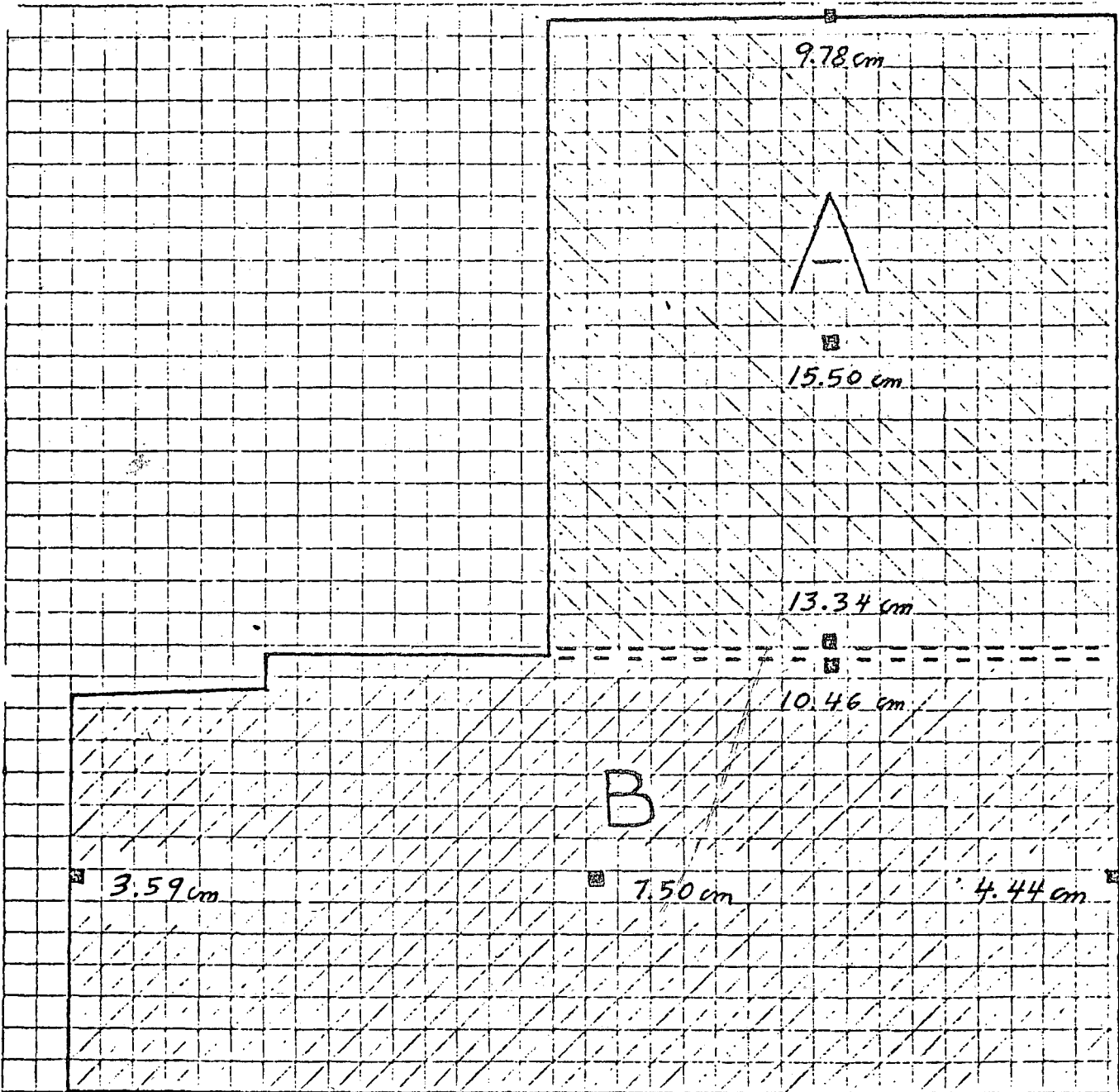
SÍMBOLOS CONVENCIONALES:

	RELLENO		GRAVA
	ARENA		FOSILES
	LINO		VIDRIO VOLCÁNICO

NOTAS:
 Peso del martillo: 64 Kg.
 Altura de caída: 75 cm.
 COHESION EN Kg/cm²

EJEMPLO 2
 SONDEO MIXTO - 2
 PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYES
 México, D.F. de 19 | Fig. 5

RESUMEN DE EXPANSIONES



La sobrecompensación en el cuerpo A es = 1.31 ton/m²

La sobrecompensación en el cuerpo B es = 0.74 ton/m²

Profundidad de excavación de los dos cuerpos : 6.71 m.

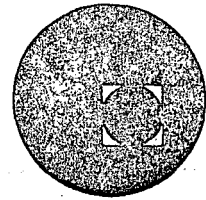
EJEMPLO 2

Figura 6





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

EJEMPLOS DE APLICACION I

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER

NOVIEMBRE, 1978.

100
1000

1000



CIMENTACIONES SUPERFICIALES

EJEMPLO DE APLICACION 1

Datos Arquitectónicos:

Se desea construir en el Noroeste de la República Mexicana un Conjunto Habitacional compuesto por 192 casas de un nivel. La distribución de muros en planta se indica en la Figura 1.

Las casas se distribuirán en 24 manzanas, cada una de las cuales contendrá 8 unidades.

El conjunto completo, incluyendo calles y zonas verdes ocupará 40,000 m².

El costo aproximado de las construcciones será del orden de 31 millones de pesos (incluye casa y terreno).

Datos Estructurales:

Losa plana de 10 cm de espesor en el techo, muros de tabique de 14 cm reforzados con castillos y descansando sobre dalas de concreto armado de 20 x 30 cm.

Cimentación a base de zapatas aisladas en las esquinas de la estructura, según se indica en la Figura 1. Las descargas por zapata se indican en la misma figura.

Datos del Subsuelo:

0.0 a 1.4 m Arcilla Dura (CH), color café claro, muy agrietada, límite promedio líquido y plástico de 65 y 23% respectivamente y contracción lineal promedio de 19%. Peso volumétrico húmedo de 1700 a 1806 Kg/m³, contenido natural de agua 12.8 a 24.4%.

Porcentaje de expansión libre 9.36 a 35.97%. Presión de expansión 0.225 a 1.573 Kg/cm².

1.4 a 2.1 m Arcilla Firme (CL), poco arenosa, límites promedio líquido y plástico de 39 y 23% respectivamente y contracción lineal promedio de 6%. Peso volumétrico húmedo de 1600 a 1700 Kg/m³ contenido natural de agua, 25 a 30%. Expansión libre 4 a 8%, presión de expansión 0.1 a 0.2 Kg/cm².

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY

RESEARCH REPORT

The following report describes the results of a study conducted by the author, which was supported in part by a grant from the National Science Foundation. The study was carried out in the Department of Chemistry, University of Chicago, during the period from January to June, 1964. The author wishes to express his appreciation to Professor [Name] for his helpful discussions and to the staff of the Department of Chemistry for their assistance during the course of the study.

The study was carried out using the following apparatus and methods: [Detailed description of the experimental setup and procedures, including the use of various instruments and techniques. This section would typically contain the most technical and detailed information about the experiment.]

2.1 hasta 15.0 m, arena gruesa y arenas limosas compactas.

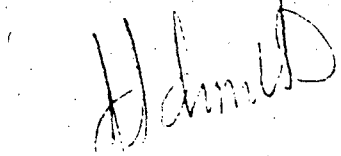
En la Figura 2, se muestra la carta Granulométrica de los suelos encontrados entre 0 y 1.4 m.

En la Figura 3, se muestra la carta de plasticidad de los suelos detectados entre 0 y 1.4 m.

En las Figuras 4 a 9 se muestran propiedades mecánicas de los suelos.

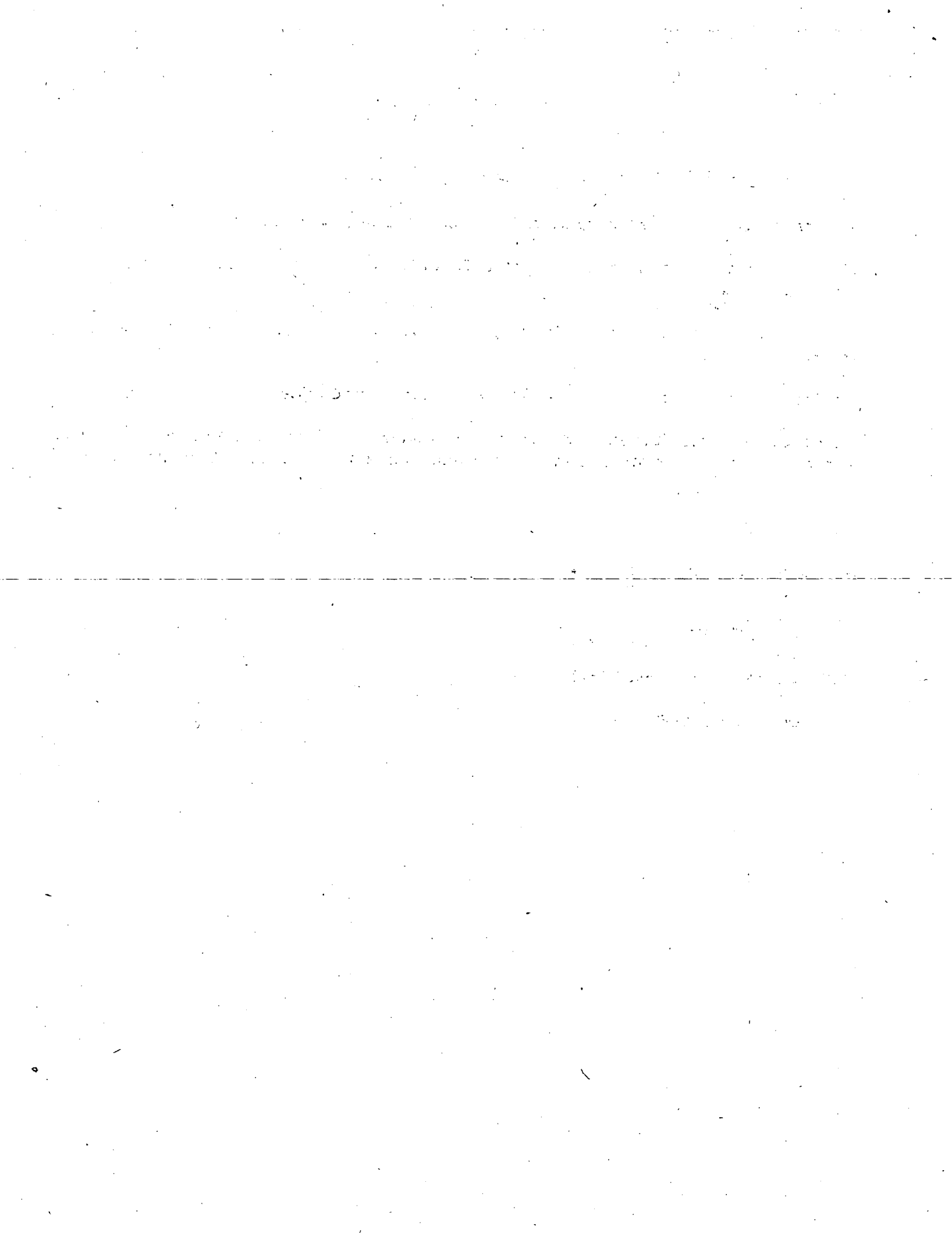
El resto de datos faltantes deberán ser supuestos apropiadamente por el Profesor del Tema de acuerdo con sus necesidades e informarlos al coordinador.

A t e n t a m e n t e



ING. JUAN J. SCHMITTER.

516 0460 Ext. 366



Superficie Construida aprox. 90.6 m²

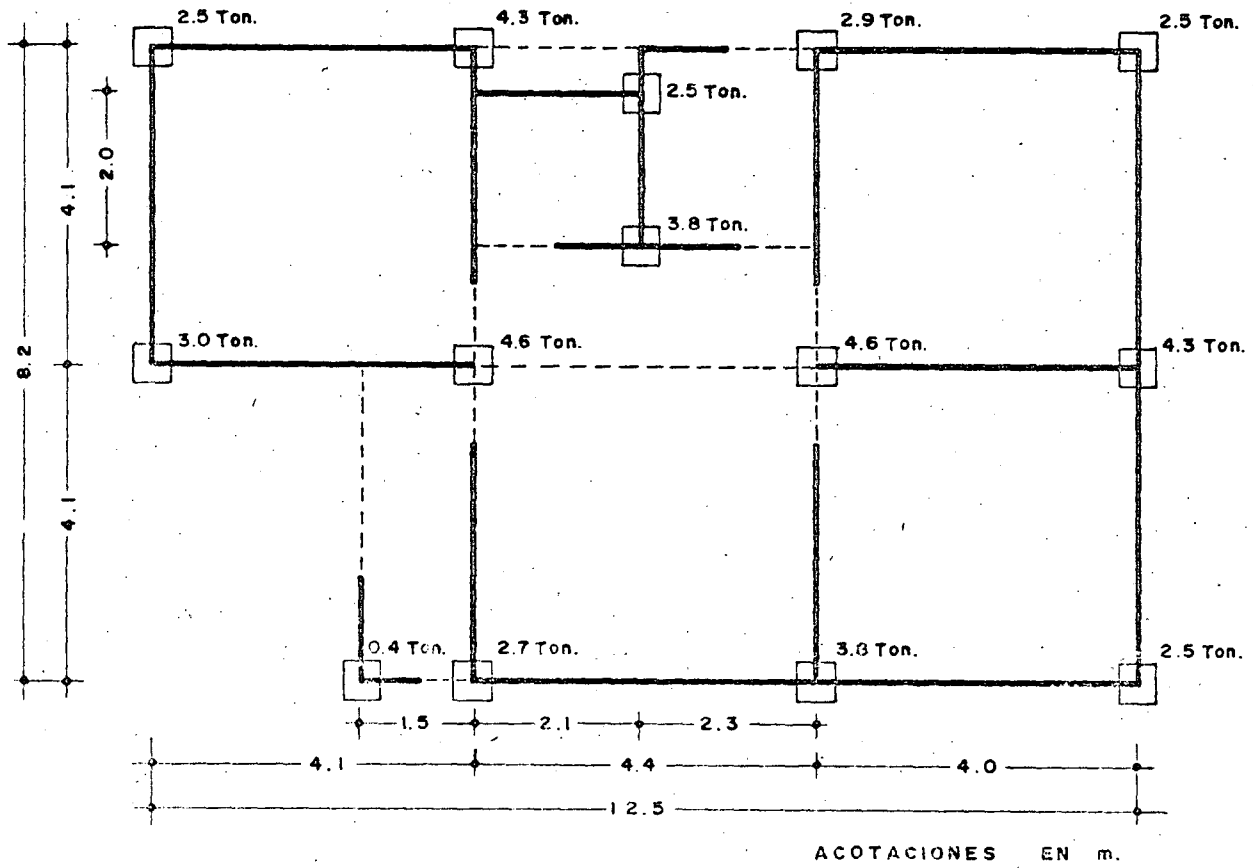
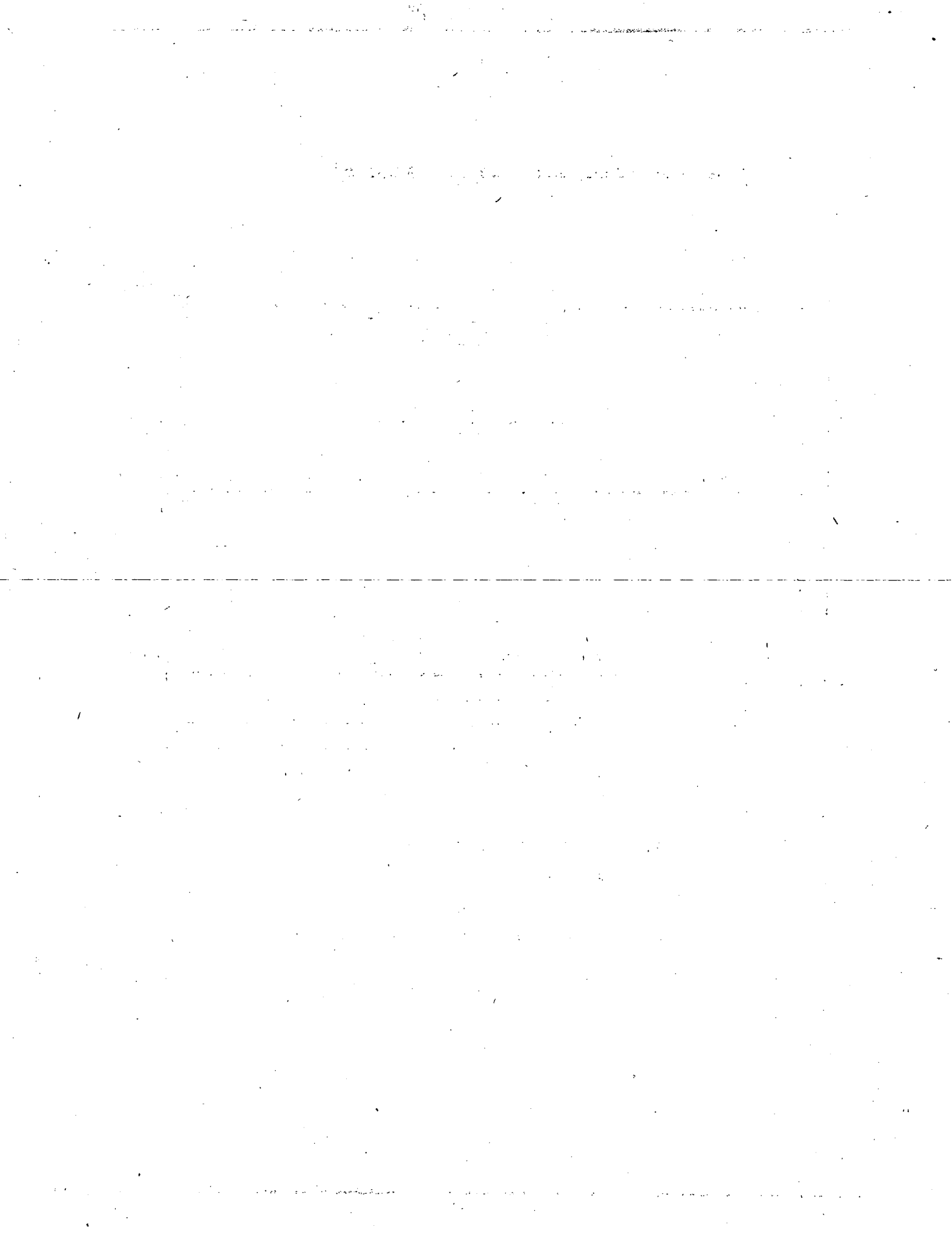
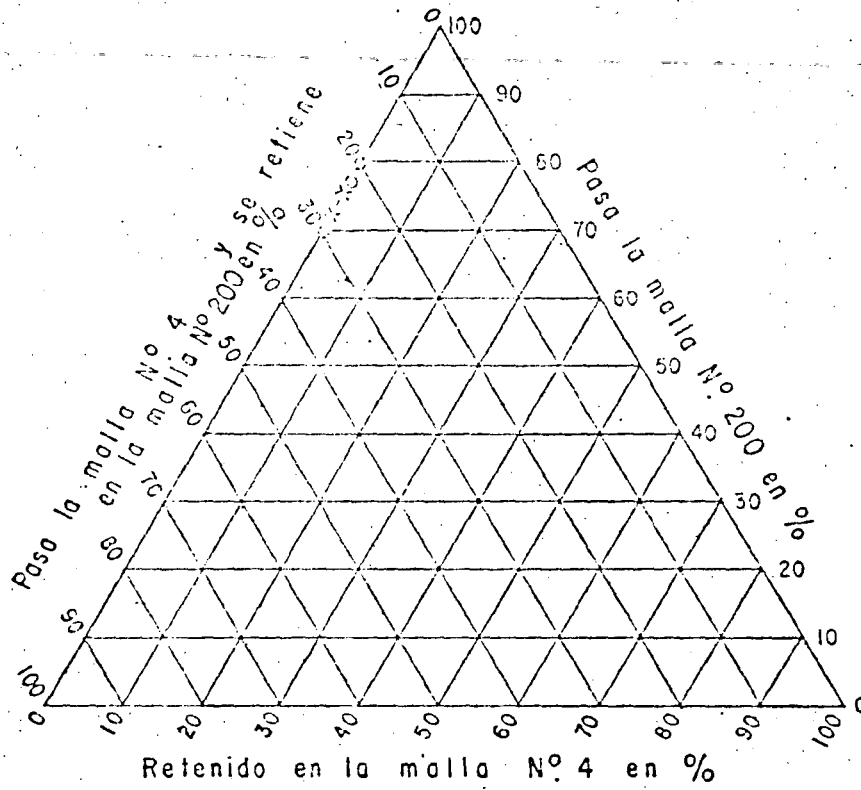


Fig. 1 Distribucion de muros para cada casa tipo.

Descargas sobre zapatas.





- X—Suelos encontrados a profundidades entre 0.00 y 1.00 m.
- o—Suelos encontrados a profundidades de 1.00 y 1.40 m.

Fig. N° 2. Carta Granulométrica.

EJEMPLO 1



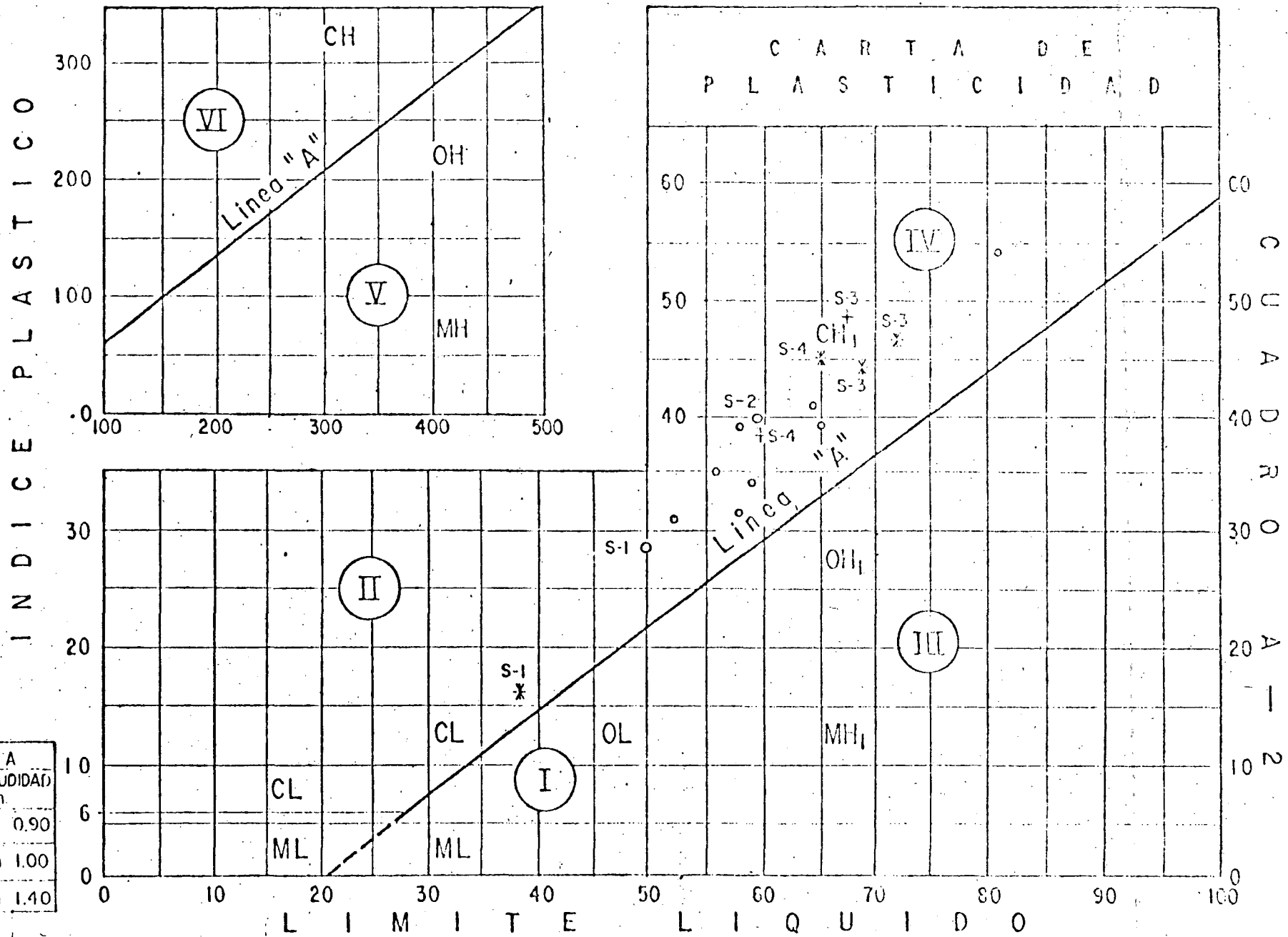


Fig. 3 Carta de plasticidad mostrando la ubicacion de los suelos detectados en los sondeos.



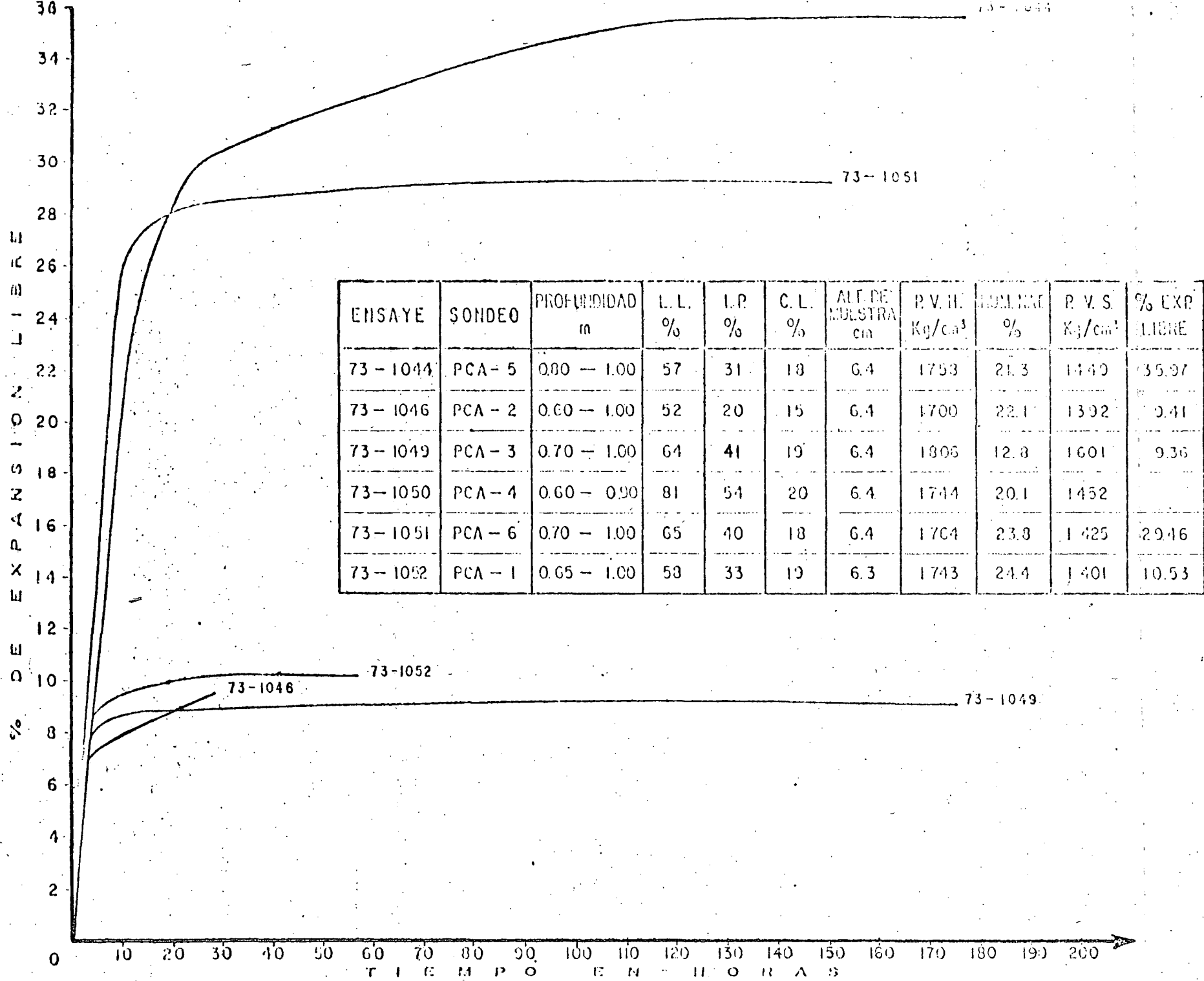


Fig. 4 Gráficas de expansión libre - tiempo



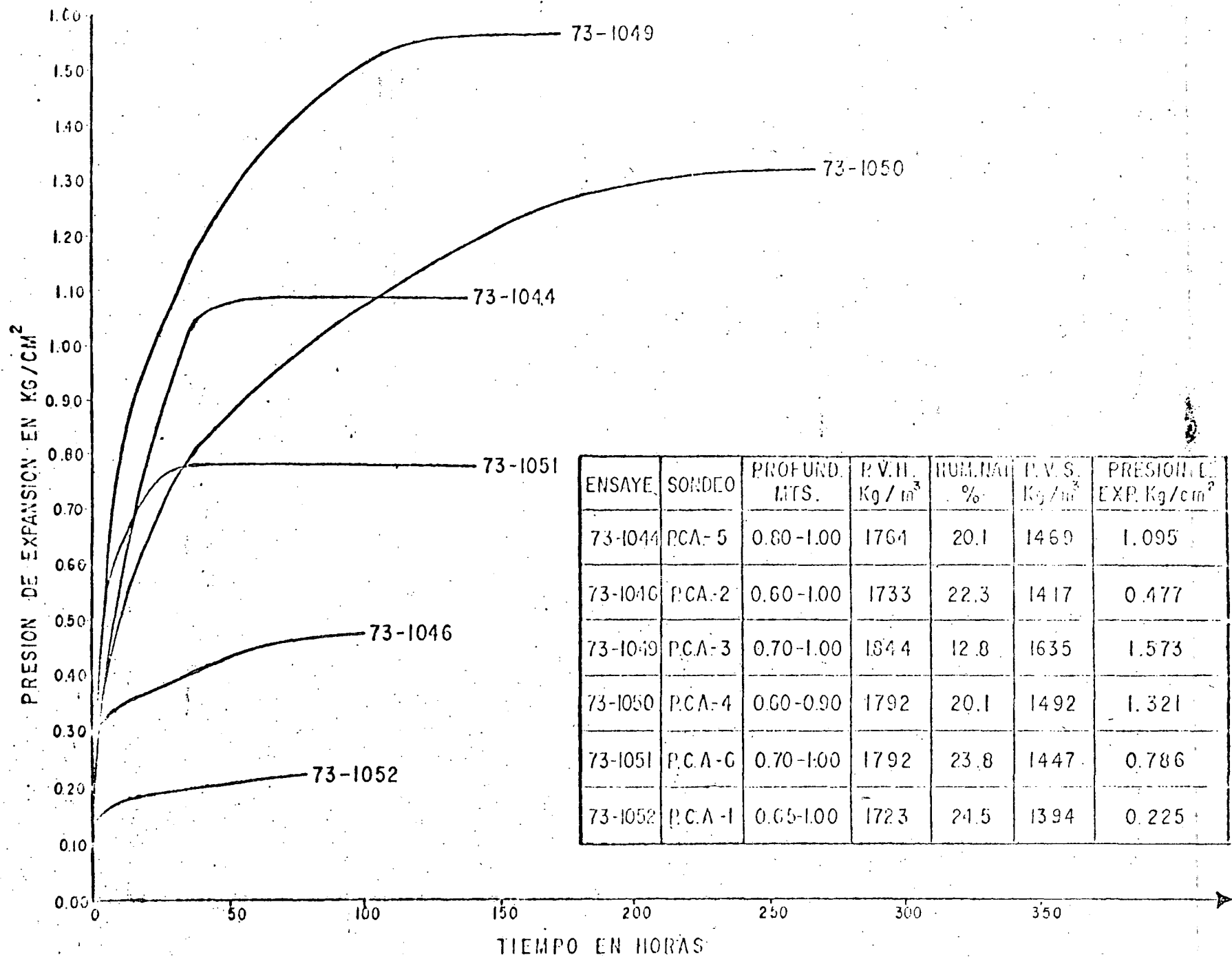
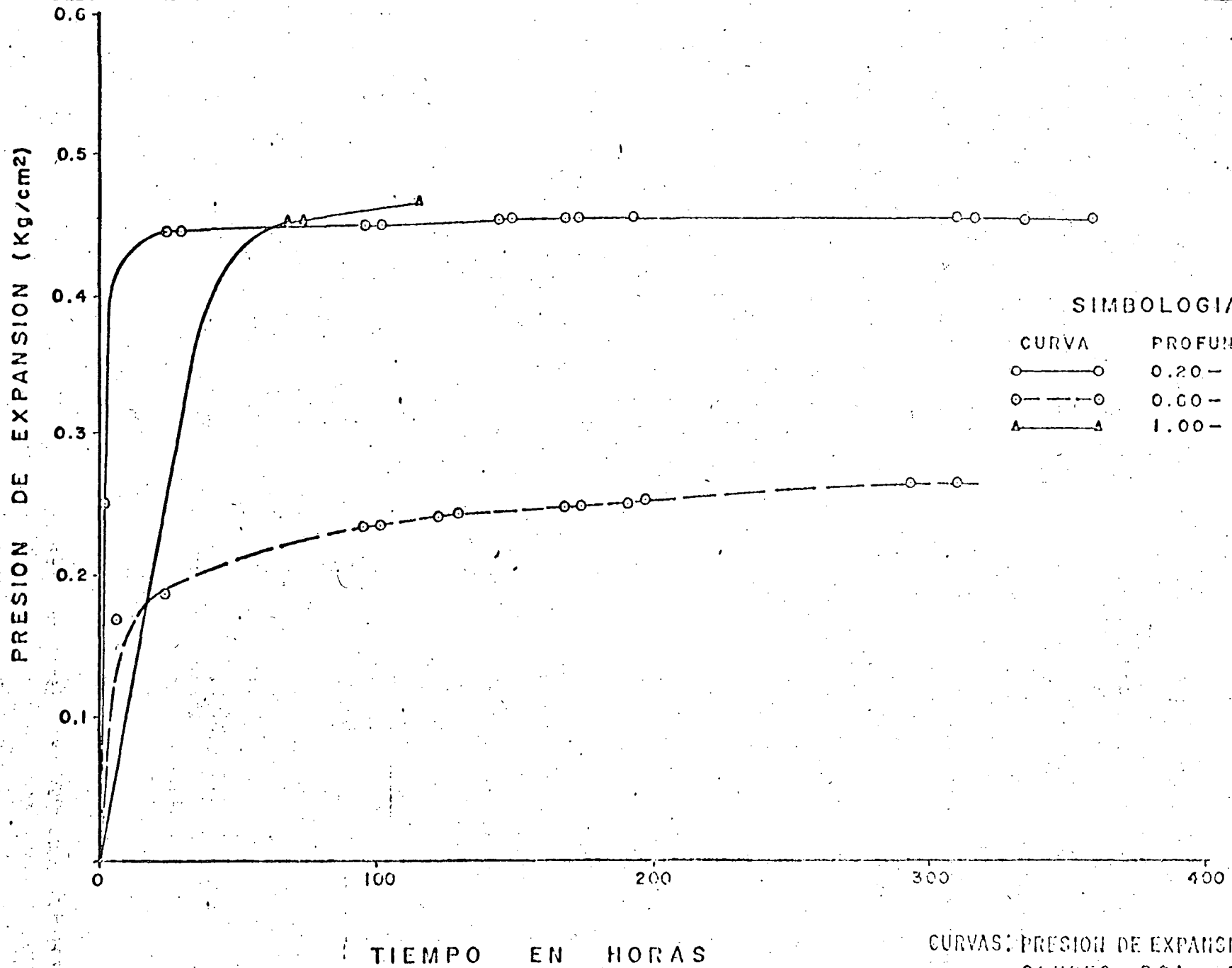


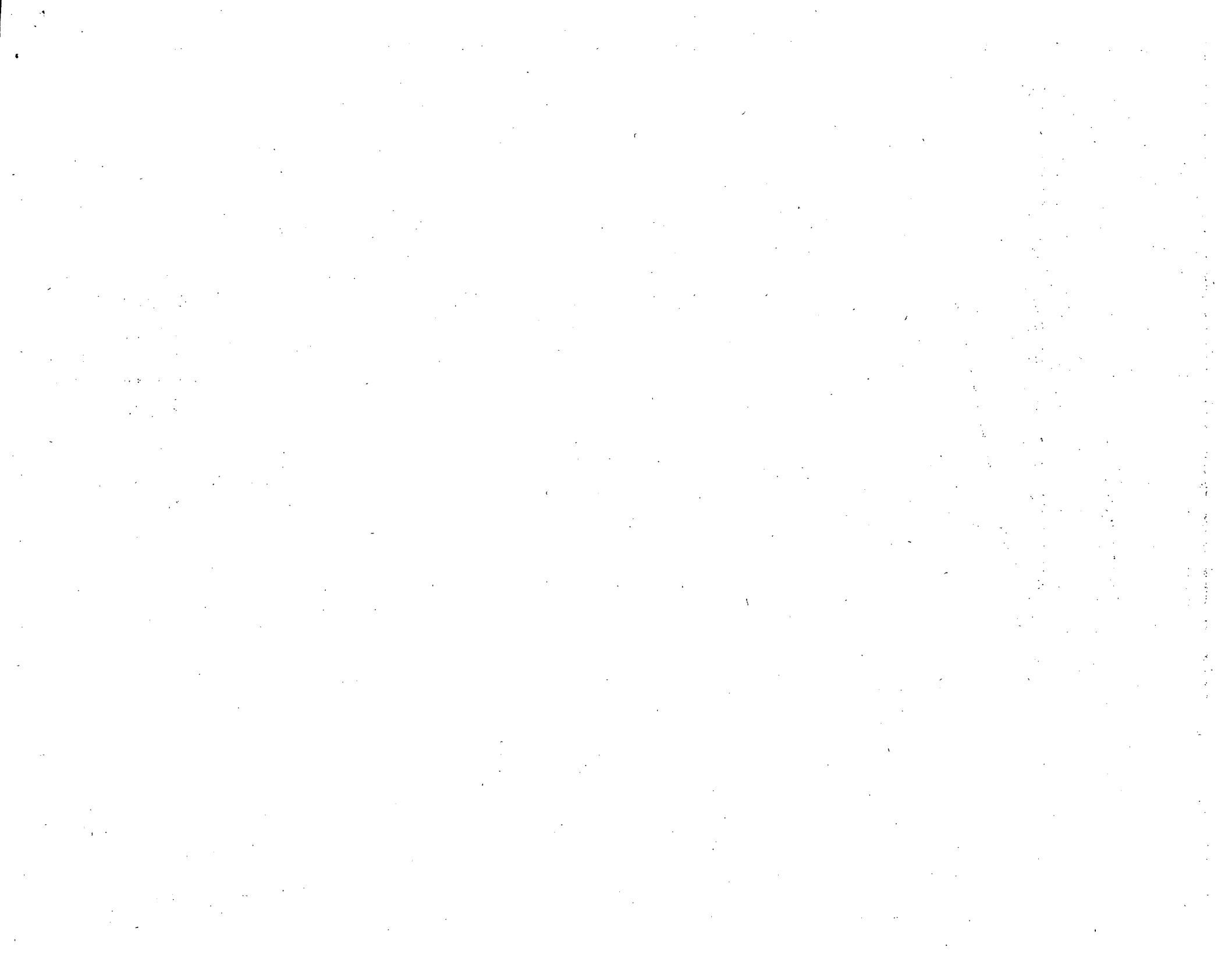
FIG. No 5 Gráficas de presión de expansión--tiempo

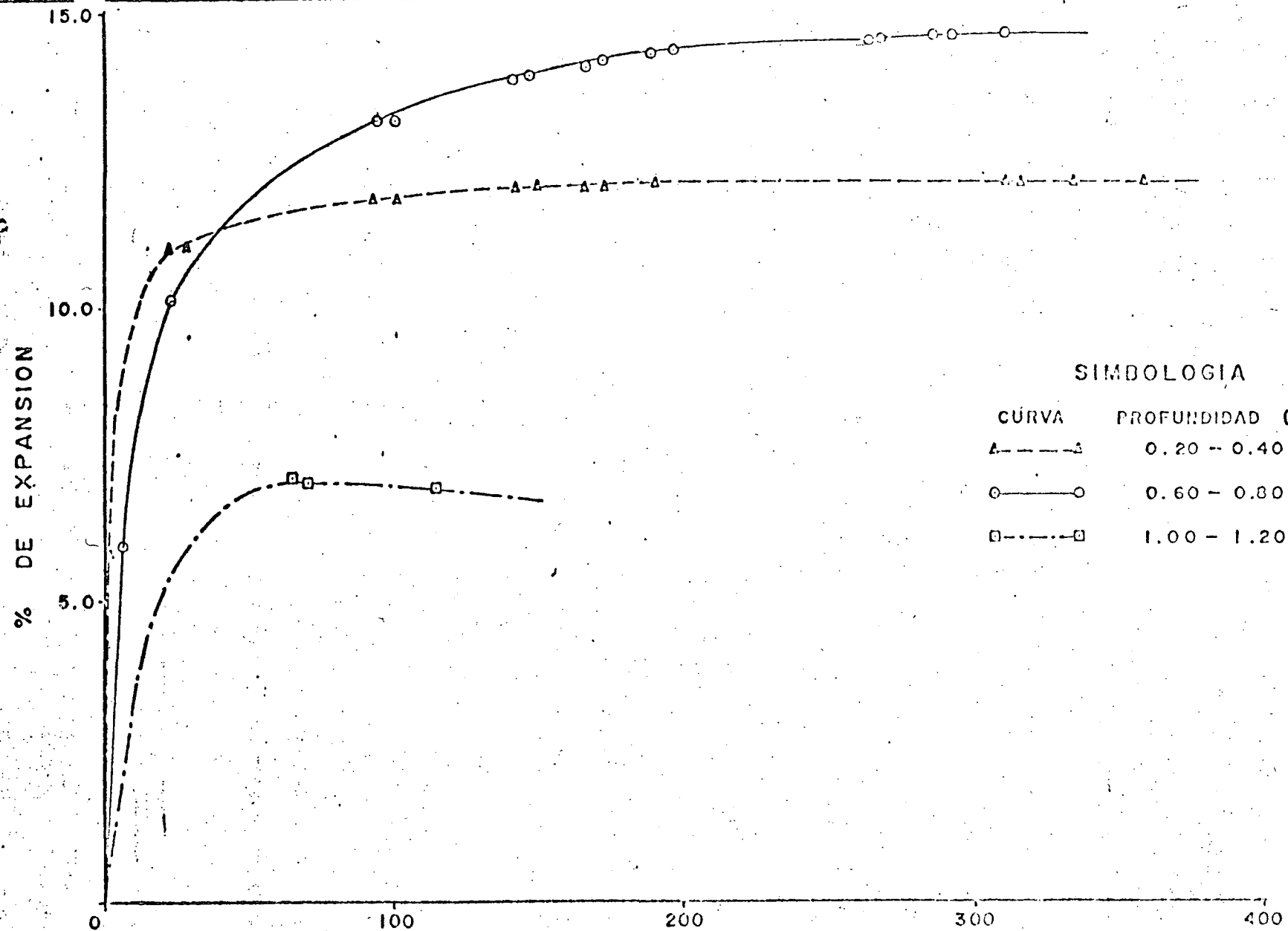




CURVAS: PRESION DE EXPANSION-TIEMP
SONDEO PCA -- 7

FIGURA Nº 6





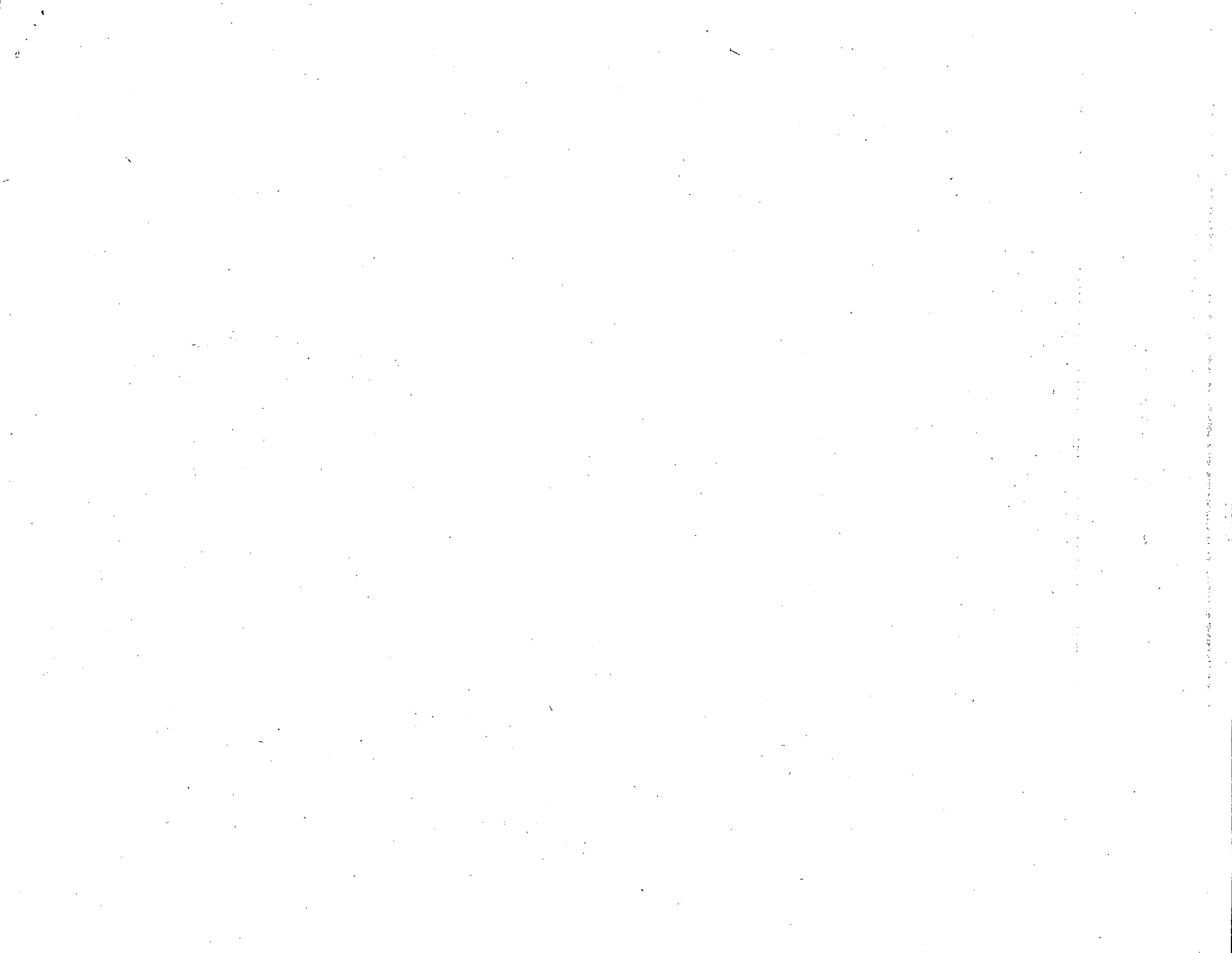
SIMBOLOGIA

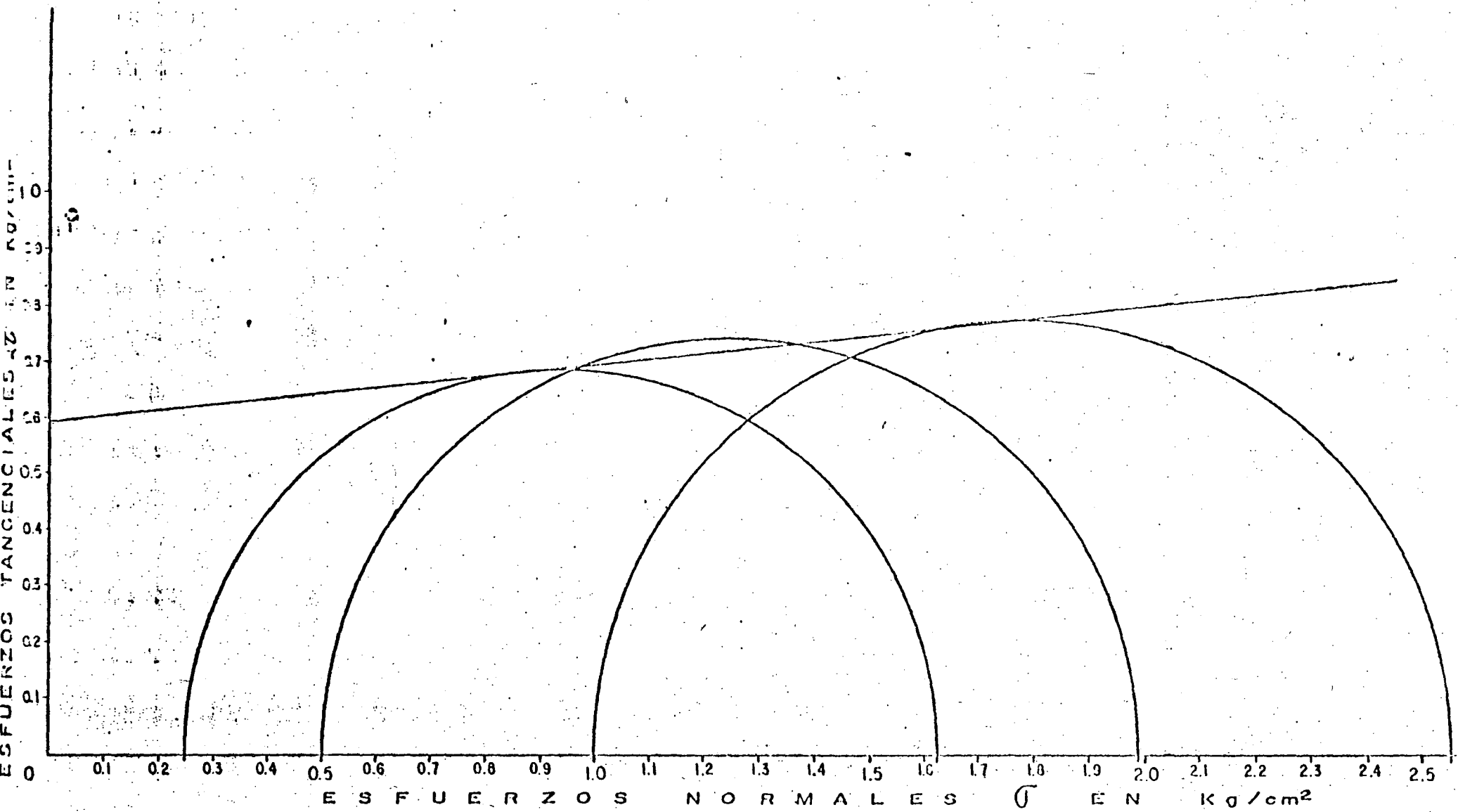
CURVA	PROFUNDIDAD (m)
△- - -△	0.20 - 0.40
○- - -○	0.60 - 0.80
□- - -□	1.00 - 1.20

TIEMPO EN HORAS

CURVAS: EXPANSION LIBRE-TIEMPO
SONDEO PCA-7

FIGURA Nº 7



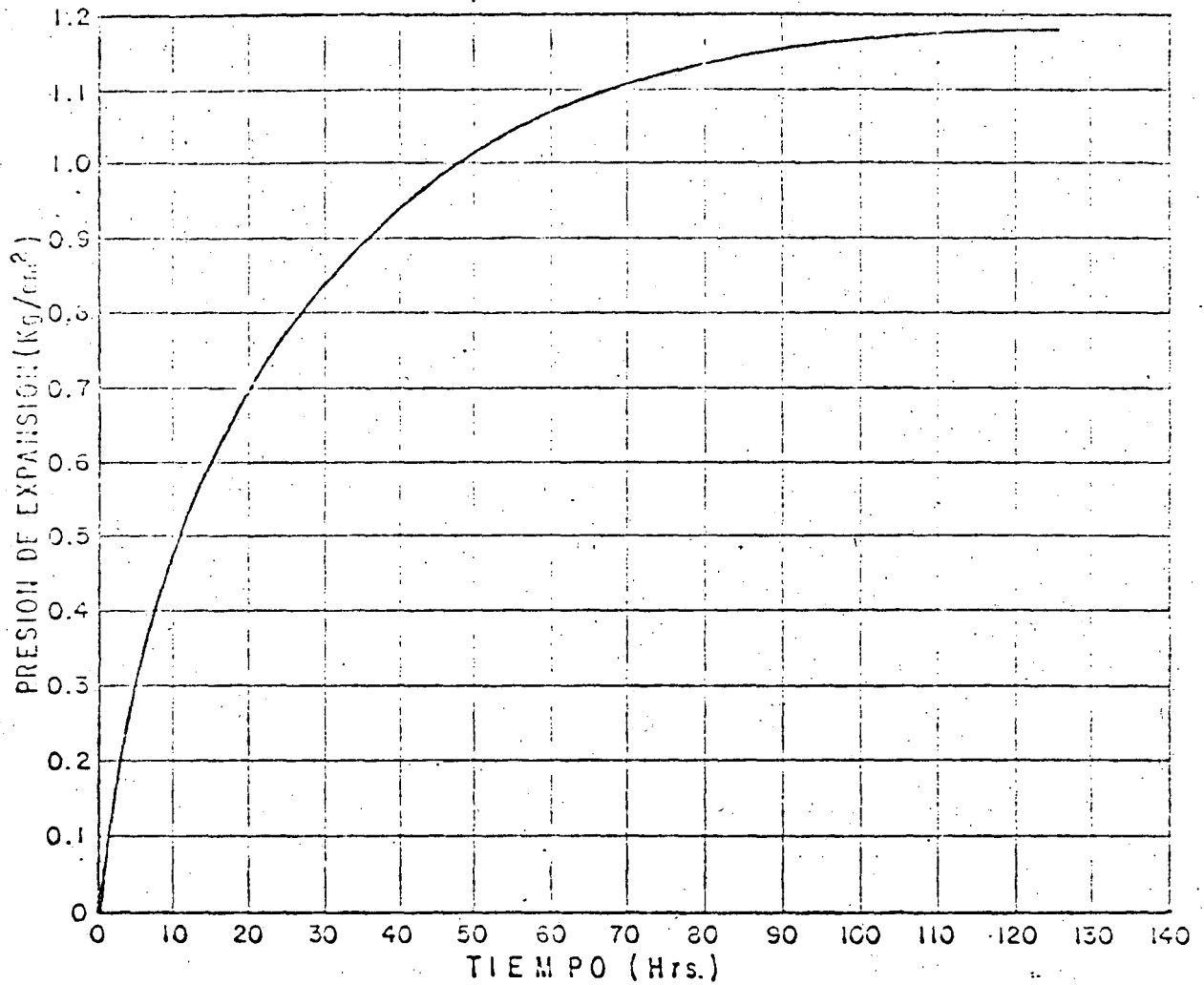


$$W = 32\%; \quad \gamma = 1.8 \text{ T/m}^3; \quad \phi = 6^\circ; \quad C = 5.9 \text{ T/m}^2$$

Fig. 8. Envolvente de falla obtenida en prueba triaxial rápida Sondeo PCA-2, profundidad 0.65 a 1.00 m.



CURVA PRESION DE EXPANSION—TIEMPO



DATOS ADICIONALES

LL	_____	56%
IP	_____	32%
CL	_____	17%
LC Remoldeado	_____	16%
LC Natural	_____	21%
W Natural	_____	22%
ρ_m	_____	1.588 t/m ³

Expansión bajo carga en el Consolidómetro

Presión en t/m ²	% Expansión.
2.50 _____	5.03
5.00 _____	4.00
7.50 _____	1.54
10.00 _____	Nula.

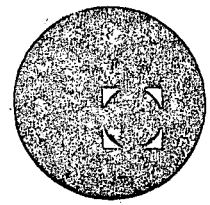
Presión de Expansión (Método de Hveem) _____ 11.8 t/m².
 $q_u = 20$ t/m².

Fig. Nº 9 Resumen de resultado de Expansión, Contracción, Compresión Simple y Clasificación en pruebas efectuadas al material del estrato.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

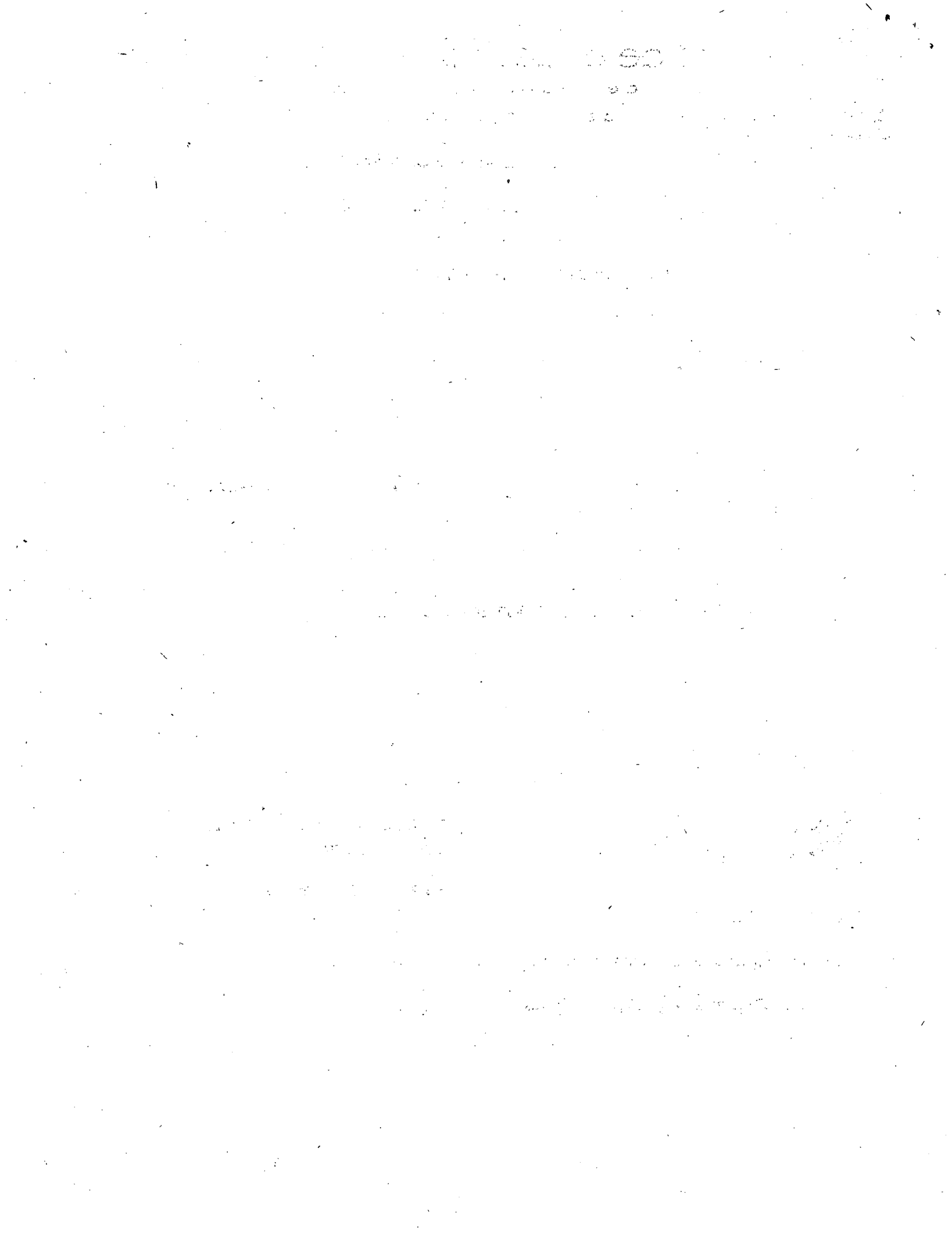


CIMENTACIONES SUPERFICIALES

EJEMPLOS DE APLICACION II

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER
(COORDINADOR)

SEPTIEMBRE DE 1976.



CIMENTACIONES SUPERFICIALES

EJEMPLO DE APLICACION 2

DATOS ARQUITECTONICOS:

Se construirá en la Zona Céntrica de la Ciudad de México un Edificio para Estacionamiento, constituido por sótano, planta baja y siete niveles utilizables.

El piso terminado del sótano quedará a 4.10 m de profundidad respecto al nivel de banqueta.

El área de terreno que cubre el edificio es del orden de 4670 m² y tiene la forma que se indica en la Figura 1.

El costo aproximado de la obra será de 80 millones de pesos.

Presentará fachadas con Calles al Oriente y al Sur e interferirá con colindancias al Norte y Poniente.

DATOS ESTRUCTURALES:

Será estructura de concreto, cimentada a base de un cajón sobre compensado, apoyado a 6.71 m de profundidad (figura 2), no tiene excentricidades en sus cargas.

El ala A del inmueble transmitirá al subsuelo una presión total de 8.6 ton/m² y en el ala B, 9.0 ton/m², en ambos casos incluyendo el peso de la cimentación.

DATOS DEL SUBSUELO:

En la Figura 3 se indica croquis de localización de sondeos efectuados.

En las Figuras 4 y 5, se muestran los perfiles encontrados en los sondeos.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637

MEMORANDUM

TO : [Illegible]

FROM : [Illegible]

SUBJECT : [Illegible]

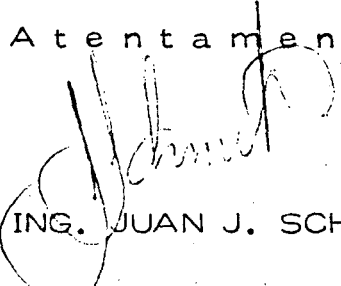
[The following text is extremely faint and illegible, appearing to be several paragraphs of a memorandum.]

En la Figura 6 se muestra la sobre compensación de los Cuerpos A y B y las expansiones máximas teóricas que puede presentar.

NOTA:

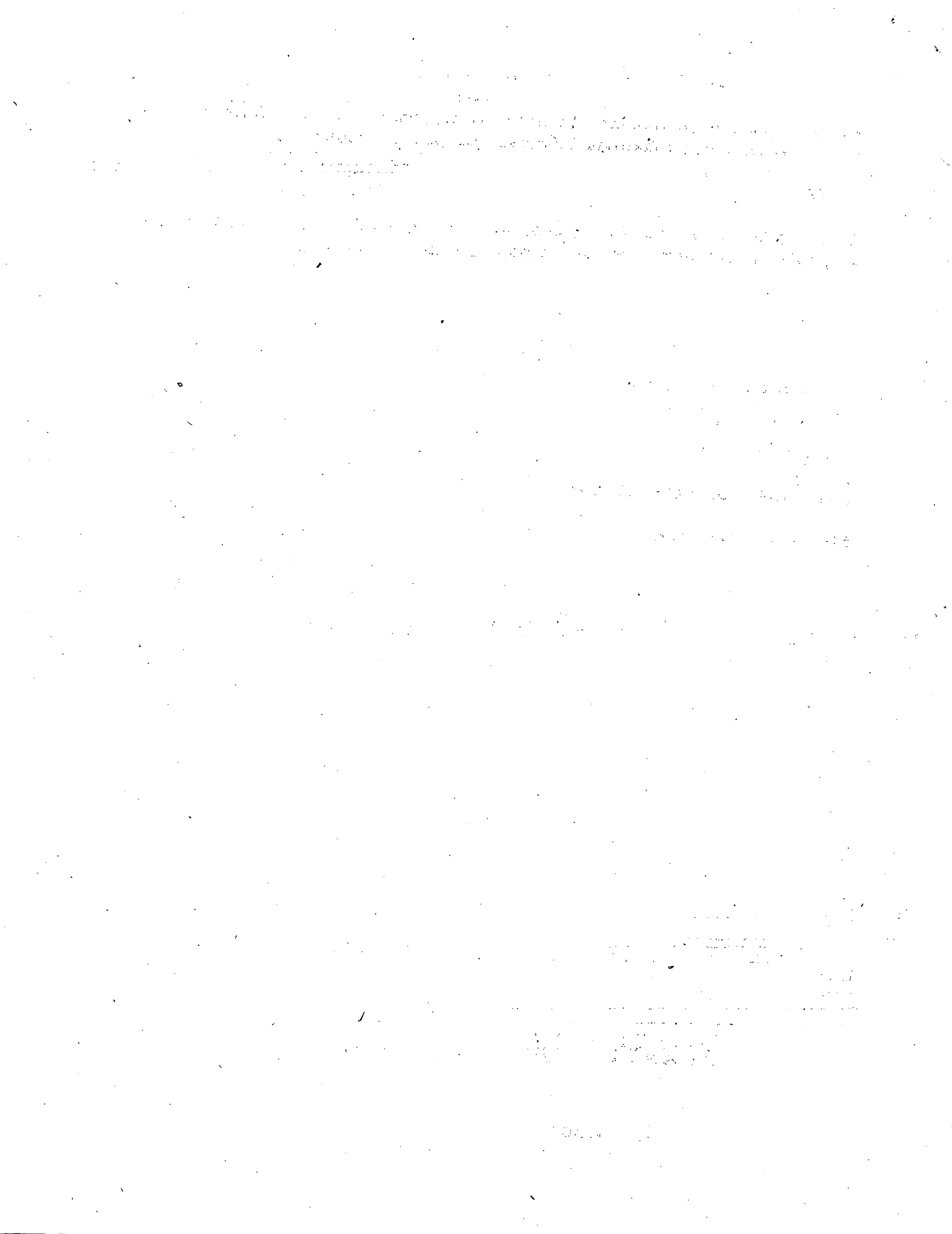
El resto de datos que falten deberán ser propuestos apropiadamente por el profesor del tema, e informados al Coordinador del Curso.

Atentamente

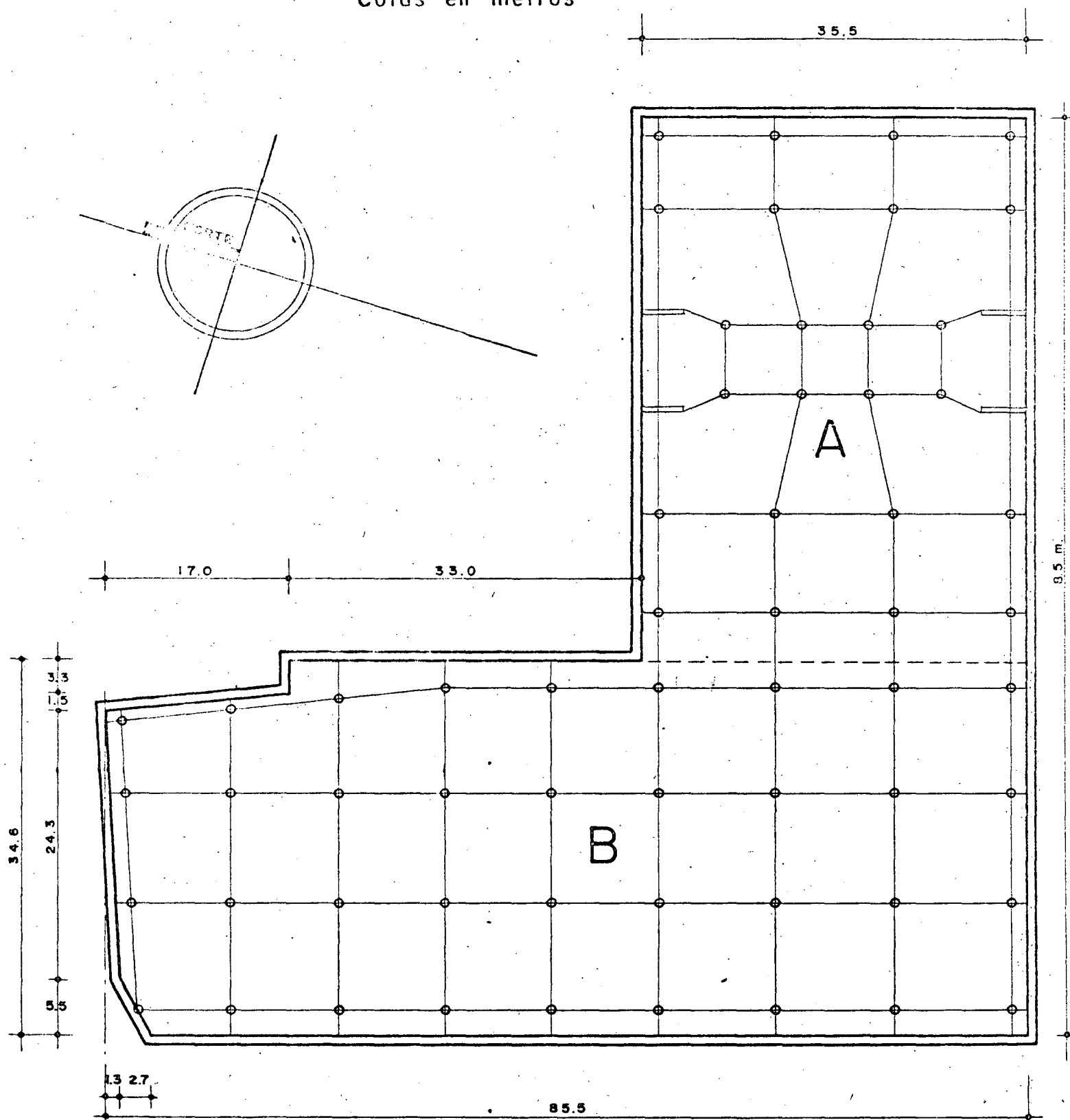


ING. JUAN J. SCHMITTER

516 0460 Ext. 366



Cofas en metros



PLANTA DEL ESTACIONAMIENTO

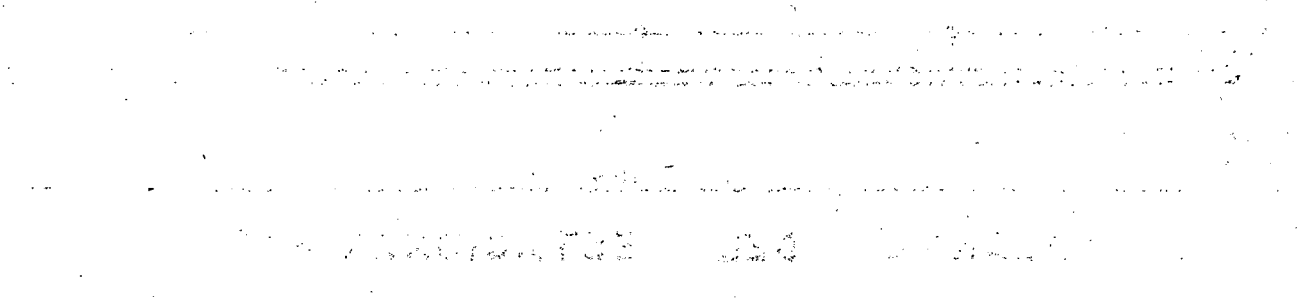
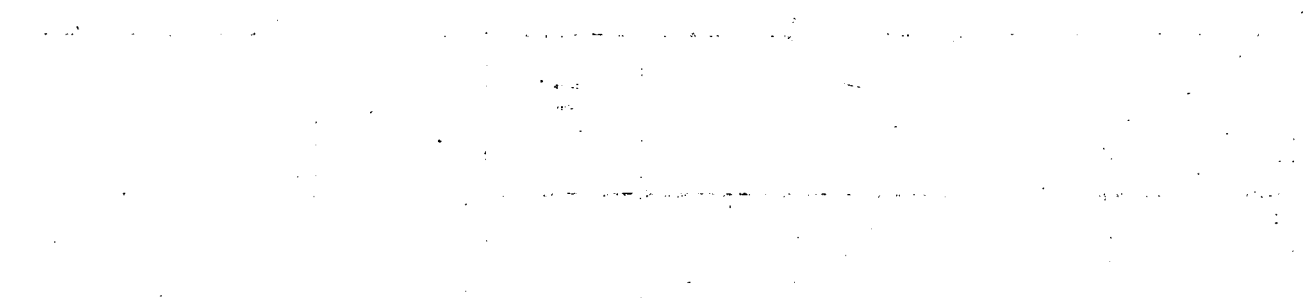
Esc. 1:500

EJEMPLO 2

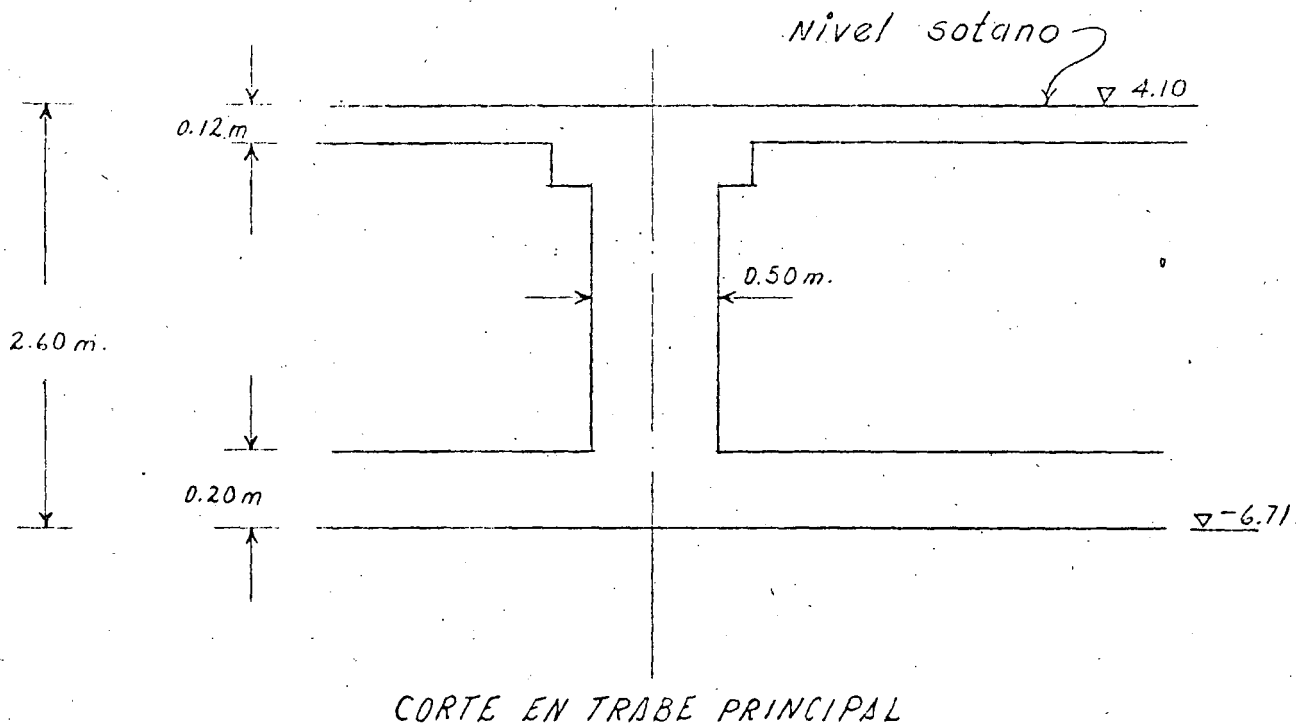
Figura 1

1950

1950



PROFUNDIDAD CIMENTACION - 6.71 m.



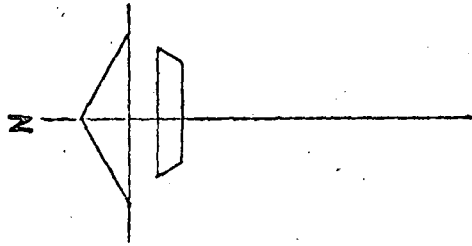
No hubo excentricidades en las cargas del edificio
($e_x < 20 \text{ cm}$, $e_y < 20 \text{ cm}$ para cada cuerpo.)

EJEMPLO 2

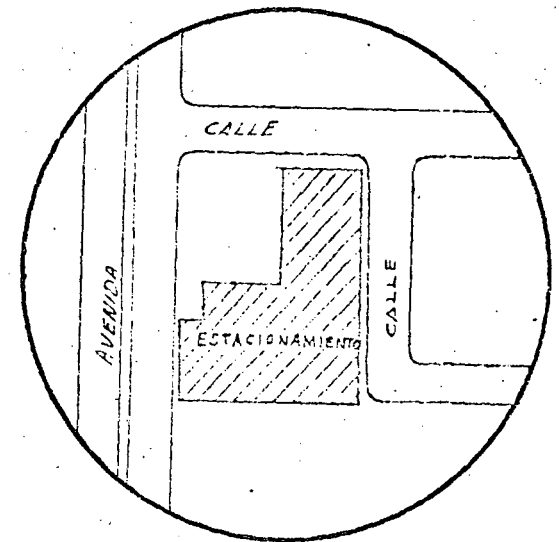
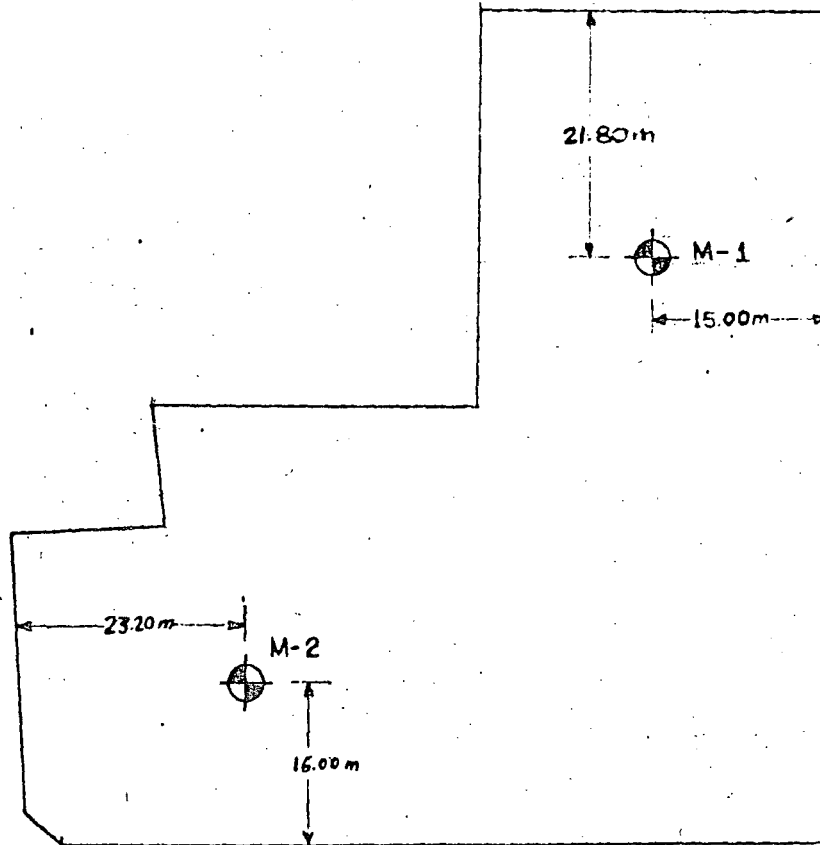
Figura 2



LOCALIZACION DE SONDEOS



ESCALA 1:80



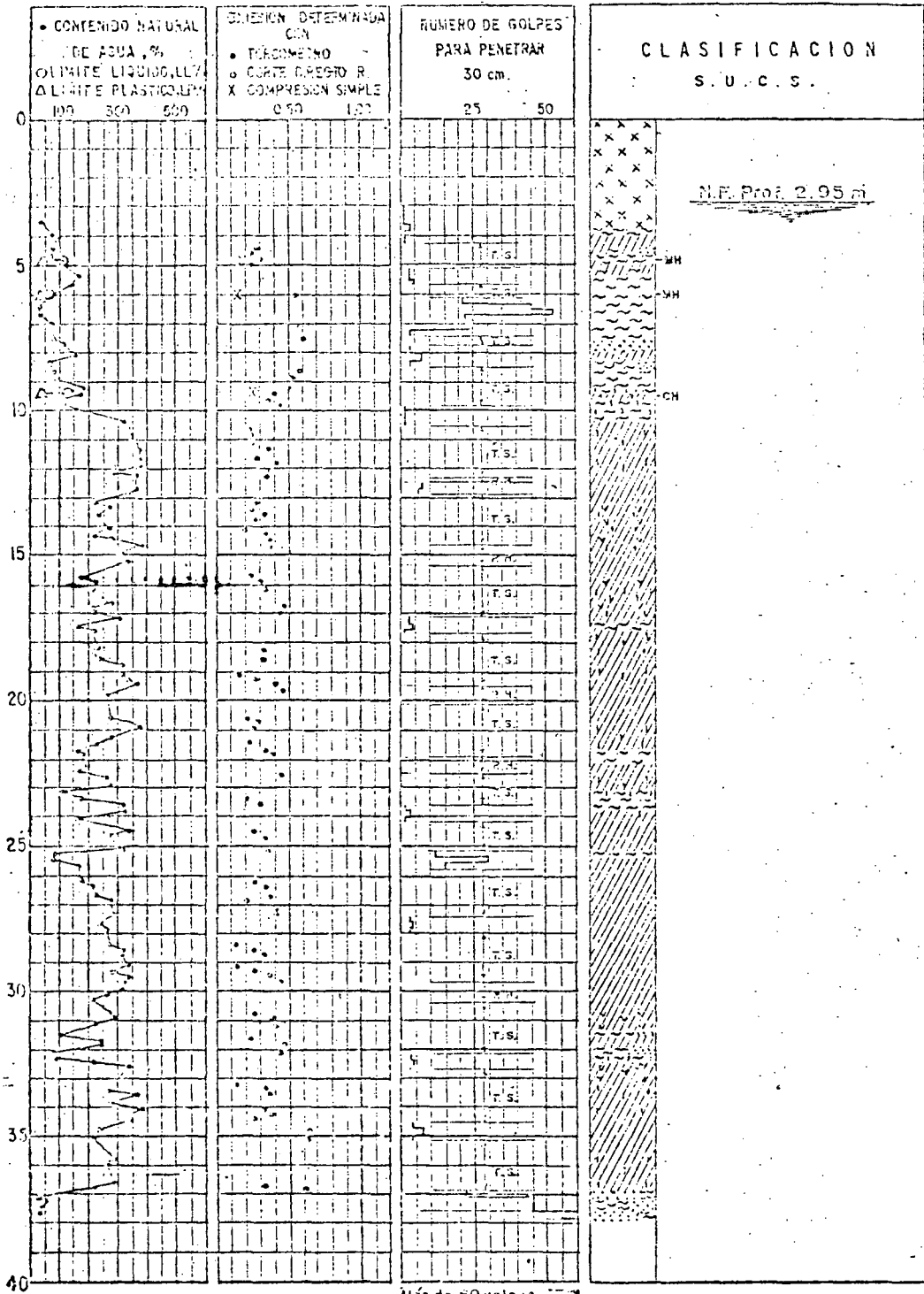
CROQUIS DE LOCALIZACION

EJEMPLO 2

Figura 3



PROFUNDIDAD, en metros

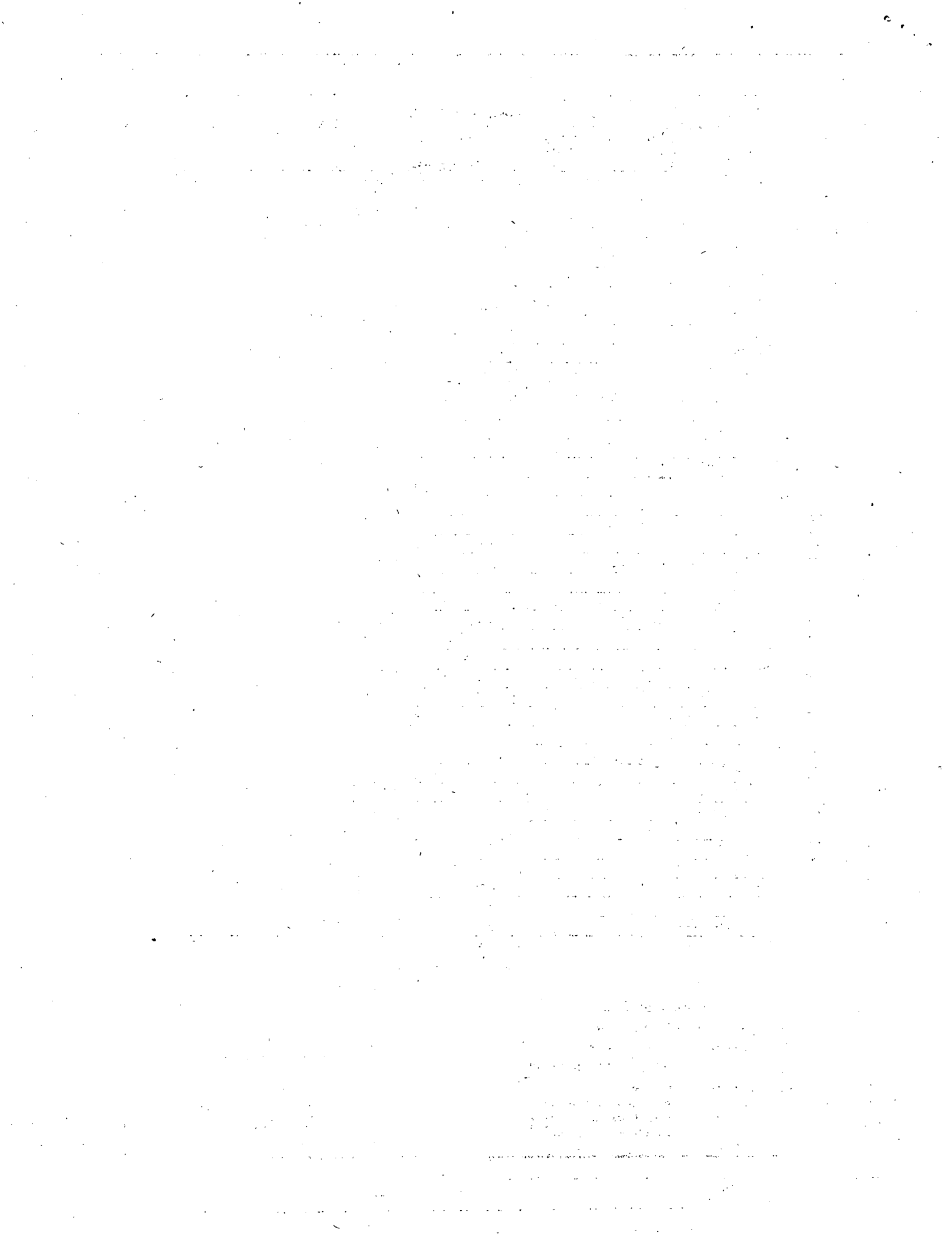


Más de 60 golpes
T.S. Tubo Shelby
P.H. Paso de herramienta

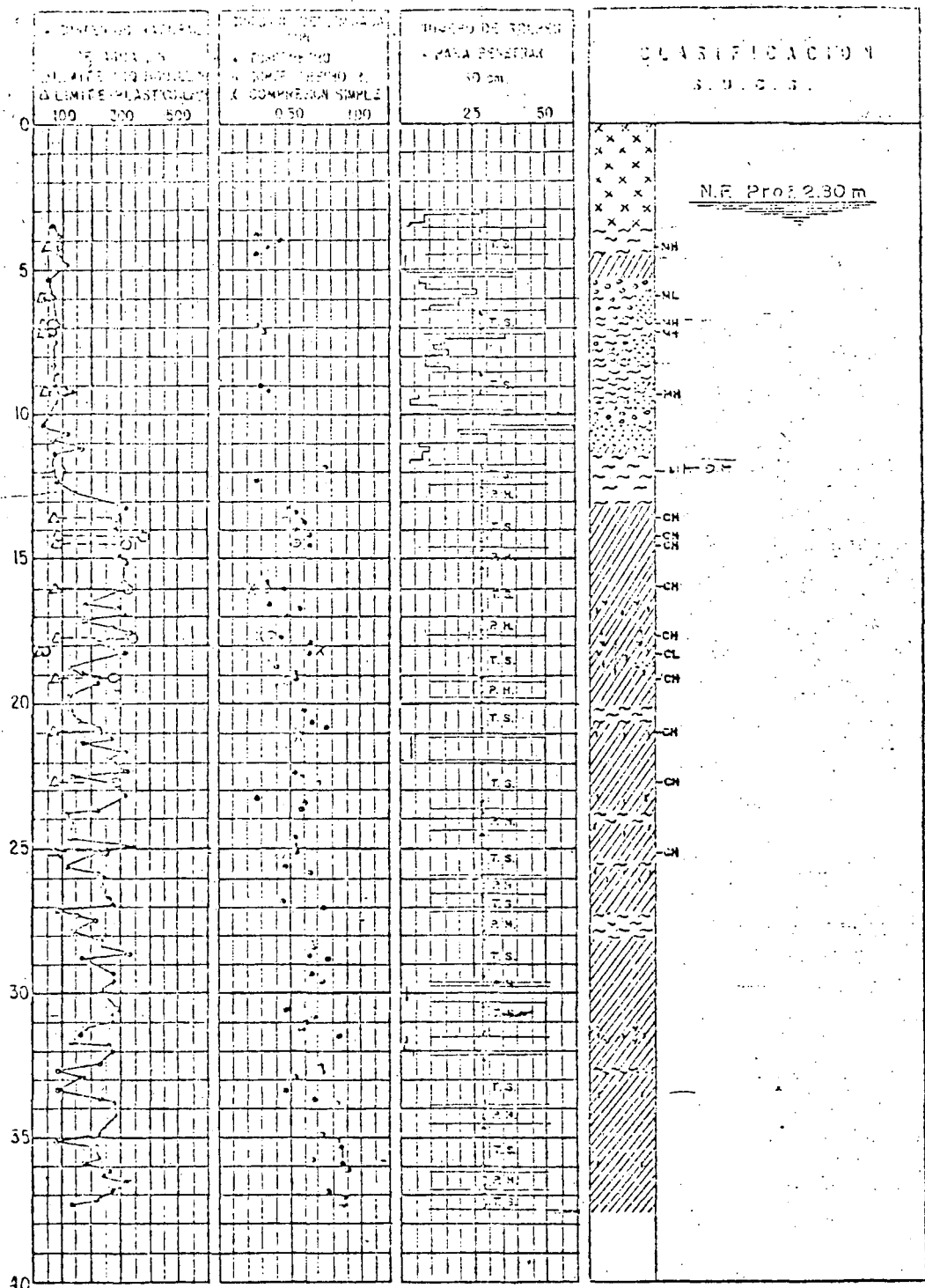
- SÍMBOLOS CONVENCIONALES:**
- | | | | |
|--|---------|--|------------------|
| | RELLENO | | GRAVA |
| | ARCILLA | | FOSILES |
| | LIMO | | VIDRIO VOLCANICO |
| | ARENA | | |
- NOTAS:**
Peso del martillo: 64 Kg.
Altura de caída: 75 cm
CONESION EN Kg/cm²

EJEMPLO 2

SONDEO MIXTO-1
PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYE
Mexico, D.F. de 19 | Fig. 4



PROFUNDIDAD, en metros

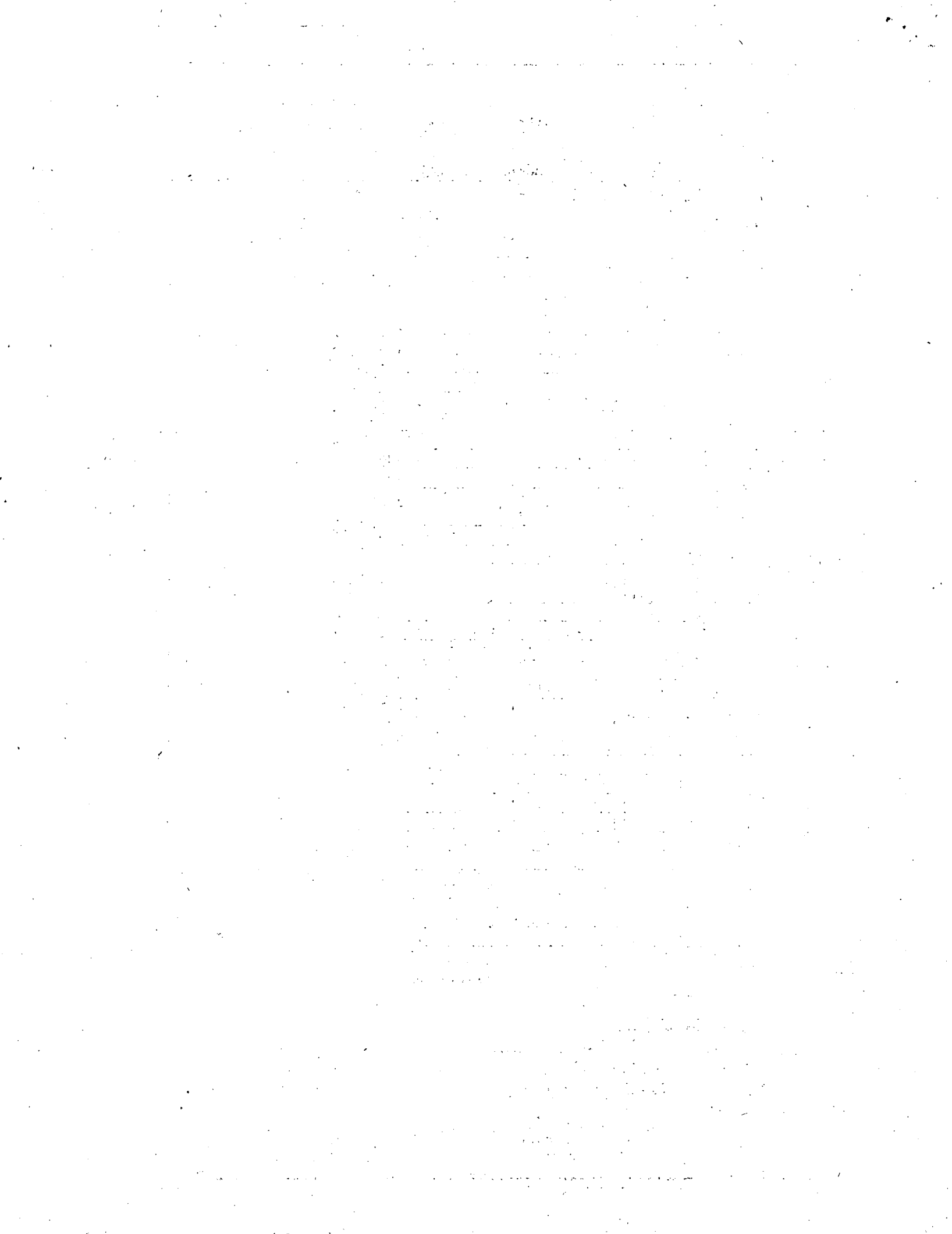


Mos de 50 golpes
 T.S. Tubo Shelby
 P.H. Peso de herramienta

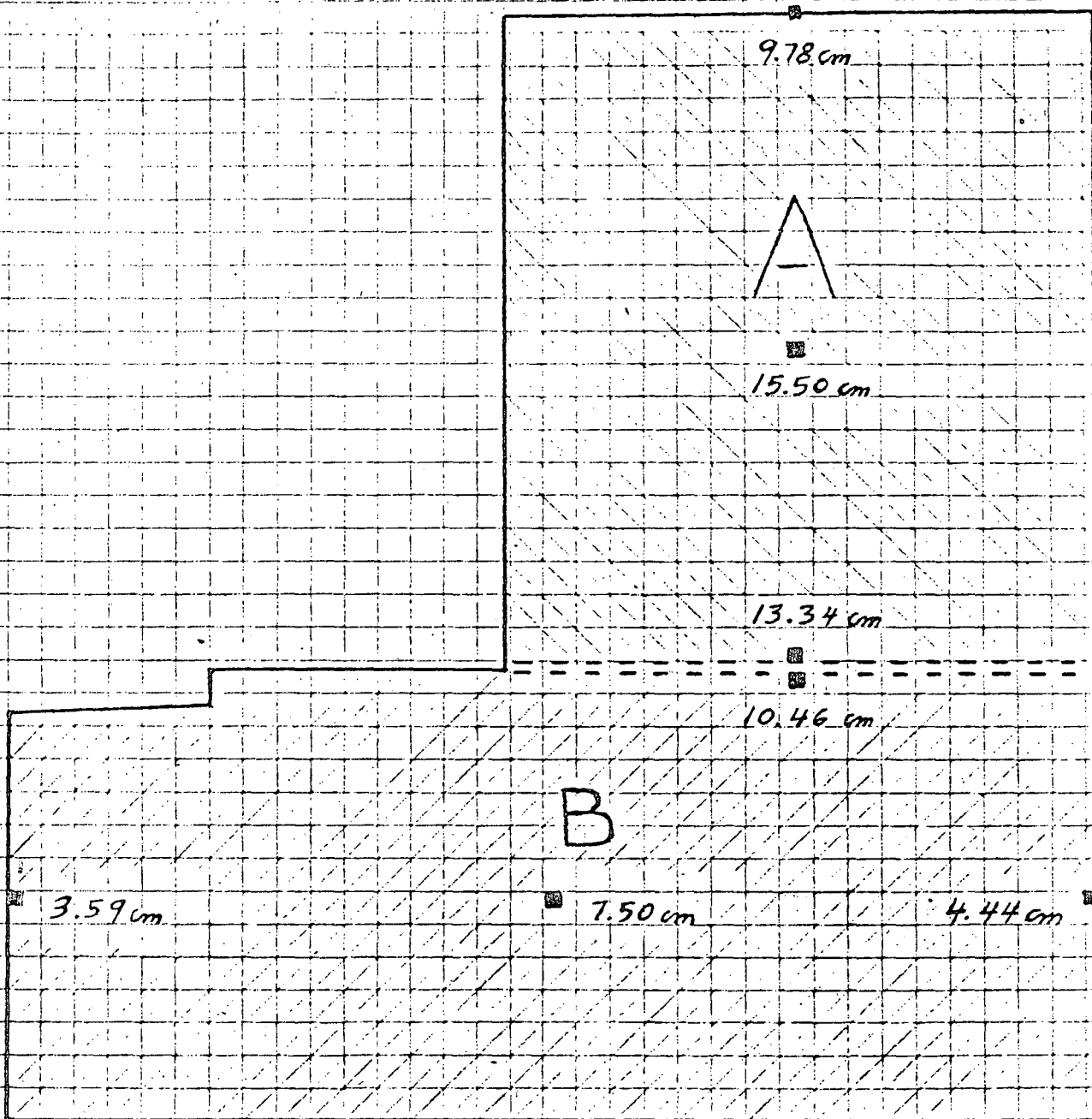
- SÍMBOLOS CONVENCIONALES:**
- | | | | |
|--|---------|--|------------------|
| | GRAVA | | ARENA |
| | ARCILLA | | FÓSILES |
| | LIMO | | VIDRIO VOLCÁNICO |
| | RELLENO | | |
- NOTAS:**
 Peso del martillo: 64 Kg.
 Altura de caída: 75 cm.
 COHESION EN Kg/cm²

EJEMPLO 2

SONDEO MIXTO - 2
 PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYES
 México, D.F. día 19 Fig. 5



RESUMEN DE EXPANSIONES



La sobrecompensación en el cuerpo A es = 1.31 ton/m^2

La sobrecompensación en el cuerpo B es = 0.74 ton/m^2

Profundidad de excavación de los dos cuerpos : 6.71 m.

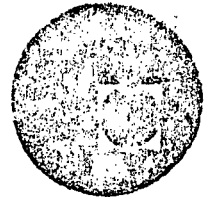
EJEMPLO 2

Figura 6





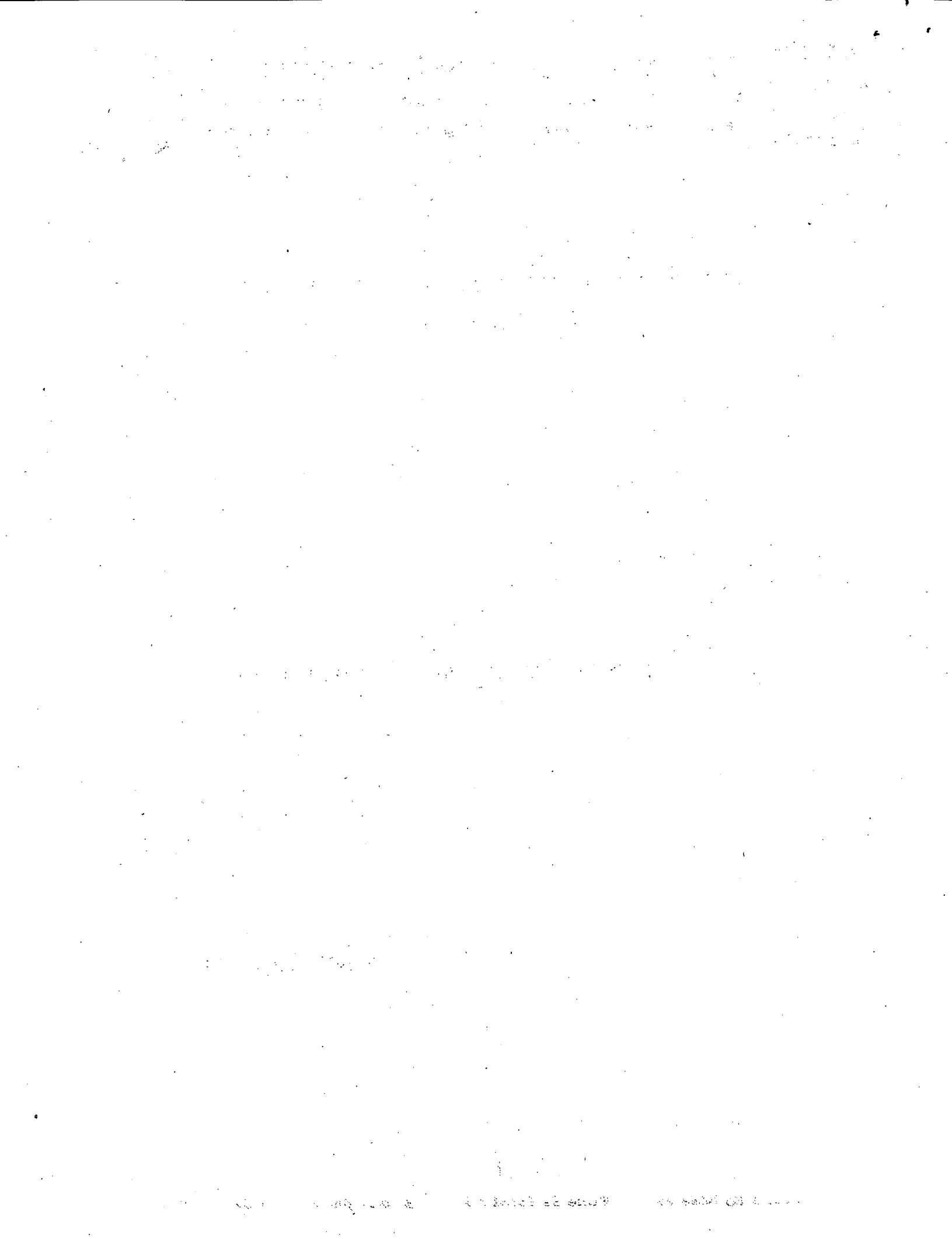
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NOVIEMBRE 1978.



PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL



SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE VIAS TERRESTRES
DEPARTAMENTO DE GEOTECHNIA

①

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: Predio donde se pretiene ser tierra LOCALIZACION: al centro del terreno del predio SONDEO No.: 2 ENSAYE No.: 1/116 MUESTRA No.: 1 PROF.: L.G. 1/116 DESCRIPCION: Arcilla cafe con pl. s. arena fina	FECHA: 16. III. 76 OPERADOR: Trujillo CALCULO:
---	---

MEDIDAS DE LA MUESTRA:

D_s = 3.70 cm. A_s = _____ cm² W_i = 164.43 gr.
 D_c = 3.60 cm. A_c = _____ cm² V_f = _____ cm³
 D_l = 3.70 cm. A_l = _____ cm² γ_m = _____ Ton/m³
 H_m = 8.90 cm. A_m = $\frac{A_s + 4A_c + A_l}{6}$ = _____ cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: $\frac{3}{6} = 0.5$ mm $\sqrt{3} = 1.73$ 0.5 Kg/cm²

TIEMPO TRANSCURRIDO	CARGA	LECTURA MICROMETRO	DEFORMACION TOTAL	DEFORMACION UNITARIA	I. DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA	ESFUERZO DESVIADOR	CONTENIDO DE AGUA	
								MIN.	Kg.
	3.0							CAPSULA No.	663
	6.5							PESO CAP.+s.h.	165.20
	10.0							PESO CAP.+s.s.	156.96
	13.0							PESO AGUA	
	14.5							PESO CAPSULA	20.83
	15.5							PESO SUELO SECO	
	16.6							W %	
	17.0								
	17.0								

$$e_i = \frac{V_s}{V_s} - 1$$

$$V_s = \frac{W_s}{S_s} = \dots =$$

$$e_i = \dots - 1 =$$

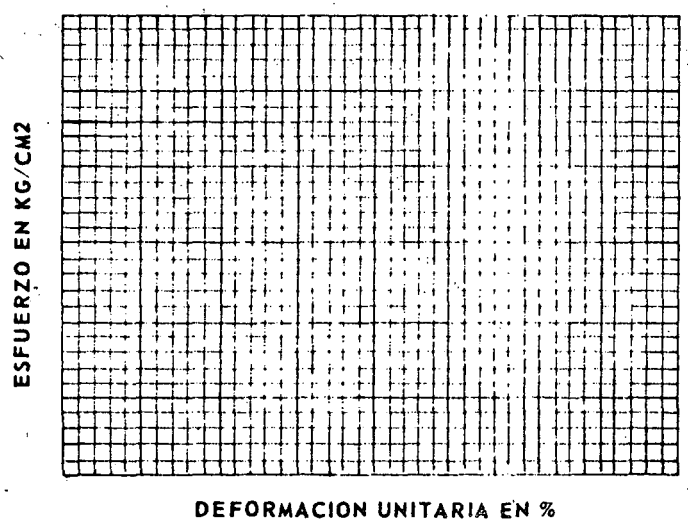
$$e_i = \frac{S_s \gamma_w - \gamma_s}{\gamma_s}$$

$$S_s \gamma_w - \gamma_s =$$

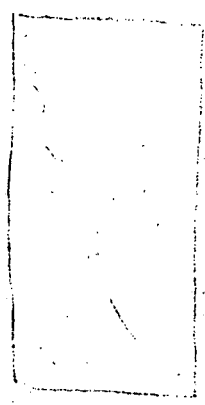
$$e_i = \dots =$$

$$G_{wi} = \frac{W \times S_s}{e}$$

$$G_{wi} = \dots = \%$$



NOTA: AREA CORREG. = $\frac{A_m}{1 - \text{Def. unit.}}$
ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:



OBSERVACIONES:

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE VIAS TERRESTRES
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: Predio donde se pretende construir LOCALIZACION: el gimnasio rural de Huesca, Tl. Huesca SONDEO No.: 2 ENSAYE No.: 1746 MUESTRA No.: 1 PROF.: 10-1.20 DESCRIPCION: Idem	FECHA: 16-III-76 OPERADOR: Iruegas CALCULO:
--	--

MEDIDAS DE LA MUESTRA:

$D_s = 3.60$ cm. $A_s =$ _____ cm² $W_i = 153.63$ gr.
 $D_c = 3.60$ cm. $A_c =$ _____ cm² $V_f =$ _____ cm³
 $D_l = 3.60$ cm. $A_l =$ _____ cm² $\gamma_m =$ _____ Ton/m³
 $H_m = 8.95$ cm. $A_m = A_s + 4A_c + A_l =$ _____ cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: $\frac{2/66}{6} = 0.05$ mm/min $\sqrt{3} = 1.0$ Kg/cm²

TIEMPO TRANSCURRIDO	CARGA	LECTURA MICROMETRO	DEFORMACION TOTAL	DEFORMACION UNITARIA	I.- DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA	ESFUERZO DESVIADOR	CONTENIDO DE AGUA									
								MIN.	Kg.	mm.	mm.	cm ²	Kg/cm ²	CAPSULA No.	PESO CAP.+s.h.	PESO CAP.+s.B.	PESO AGUA
	3.4											528					
	8.6											177.89					
	14.0											155.55					
	15.8																
	17.4																
	18.4																
	19.0																
	19.6																
	20.0																

$$e_i = \frac{V_f}{V_s} - 1$$

$$V_s = \frac{W_s}{S_s} = \dots =$$

$$e_i = \dots - 1 =$$

$$e_i = \frac{S_s \gamma_w - \gamma_s}{\gamma_s}$$

$$S_s \gamma_w - \gamma_s =$$

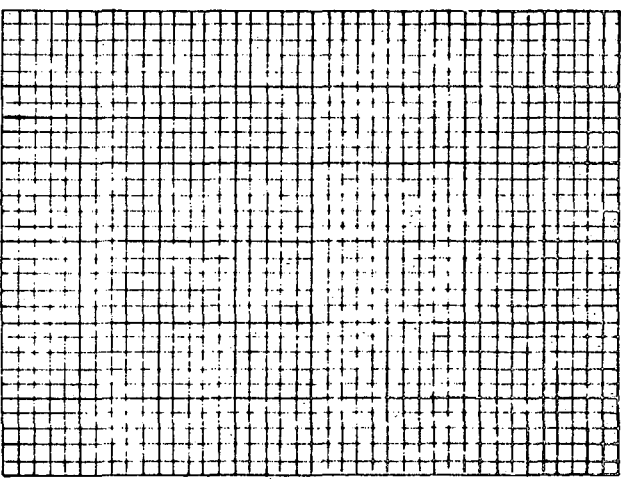
$$e_i = \dots =$$

$$G_{wi} = \frac{W \times S_s}{e} =$$

$$G_{wi} = \dots = \%$$

NOTA: AREA CORREG. = $\frac{A_m}{1-Def.unit.}$
 ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

ESFUERZO EN KG/CM²



DEFORMACION UNITARIA EN %

OBSERVACIONES:

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE VIAS TERRESTRES
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

1.6

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: _____ LOCALIZACION: _____ SONDEO No.: _____ ENSAYE No.: 1746 MUESTRA No.: _____ PROF.: _____ DESCRIPCION: IDEM.	FECHA: 16/01/10 OPERADOR: I. S. G. G. G. CALCULO: _____
--	--

MEDIDAS DE LA MUESTRA :

Ds = 3.50 cm. **As =** _____ cm² **Wλ =** 152.56 gr.
Dc = 3.50 cm. **Ac =** _____ cm² **Vt =** _____ cm³
Dλ = 3.60 cm. **Aλ =** _____ cm² **γm =** _____ Ton/m³
Hm = 8.85 cm. **Am =** $\frac{As+4Ac+Aλ}{6}$ = _____ cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 0.60 in./min $\sqrt{3} = 6 = 2.0$ Kg/cm²

TIEMPO TRANSCURRIDO MIN.	CARGA Kg.	LECTURA MICROMETRO mm.	DEFORMACION TOTAL mm.	DEFORMACION UNITARIA	1-DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA cm ²	ESFUERZO DESVIADOR Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA	
								CAPSULA No.	PESO CAP.+s.h.
	4.0							590	
	11.2							177.30	
	15.4							148.00	
	17.6								
	19.4								
	20.8								
	21.8								
	22.6								
	24.0								
	24.6								
	25.4								
	26.0								
	26.0								

$$e_i = \frac{V_t}{V_s} - 1$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \dots =$$

$$e_i = \dots - 1 =$$

$$e_i = \frac{S_s \gamma_w - \gamma_s}{\gamma_s}$$

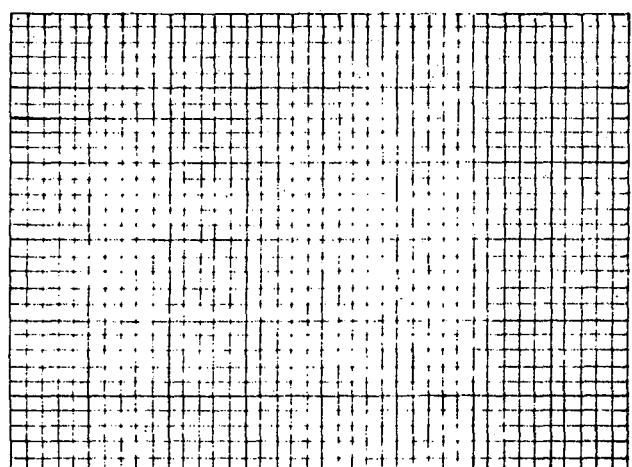
$$S_s \gamma_w - \gamma_s =$$

$$e_i = \dots =$$

$$G_w = \frac{W \times S_s}{e}$$

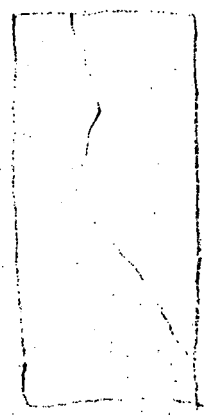
$$G_w = \dots = \%$$

ESFUERZO EN KG/CM2



DEFORMACION UNITARIA EN %

NOTA: AREA CORREG. = $\frac{A_m}{1-Def.unit.}$
 ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:



OBSERVACIONES: _____

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 OFICINA DE PRUEBAS FISICAS

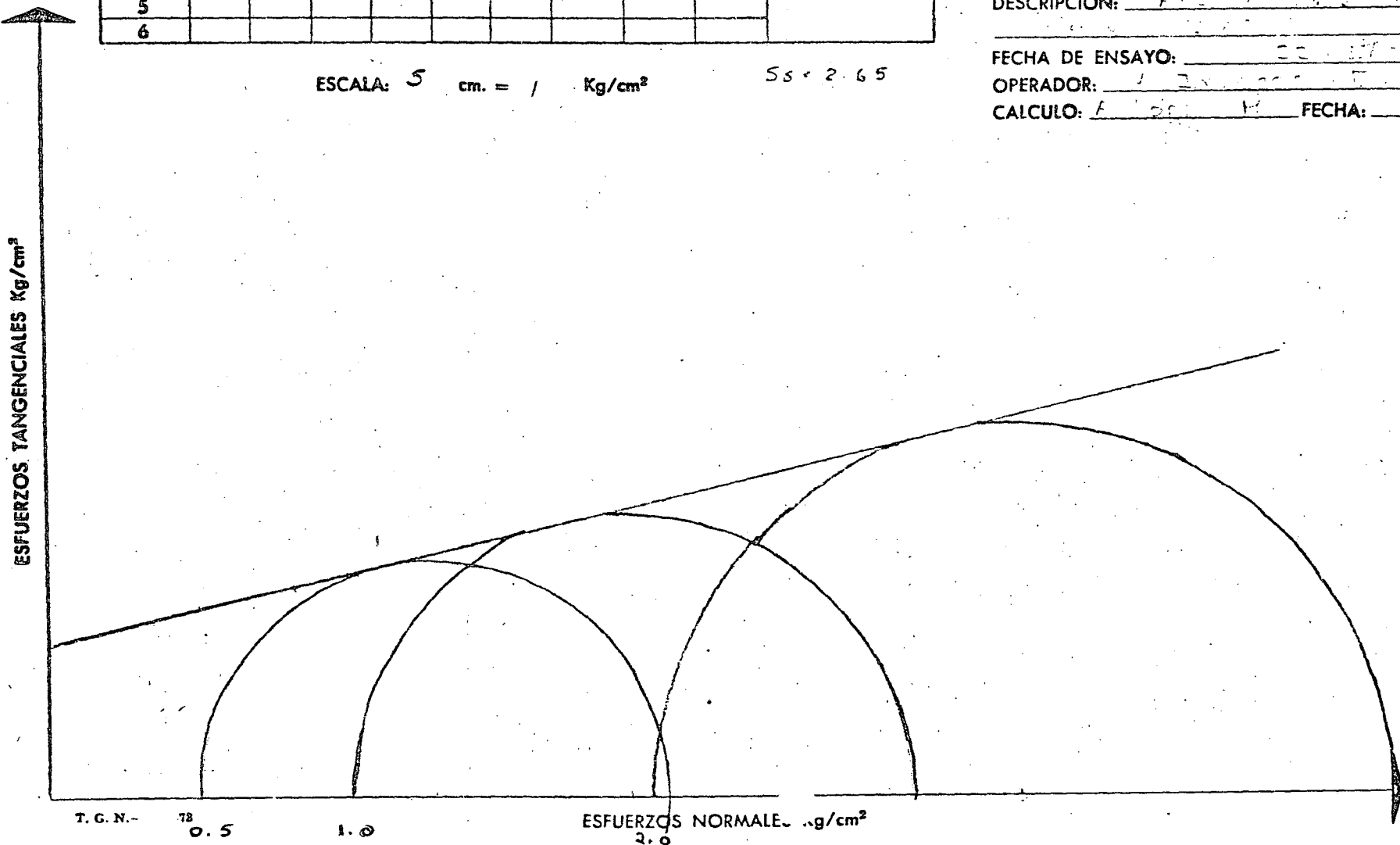
CIRCULOS DE MOHR: COMPRESION TRIAXIAL

RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA	W _i	W _f	e _i	e _f	G _i	G _f	σ ₁	σ ₃	Y.	PARAMETRO DE RESISTENCIA AL EST. CORT.
Nº	%	%			%	%	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
1	71		0.80		70		0.5	1.567	1.79	θ = 13° c = 5.77
2	17		0.50		54		1.0	1.867	1.89	
3	19		0.55		61		2.0	2.400	1.74	
4										
5										
6										

OBRA: Predio donde se construye
 CAMINO: carretera de Guadalupe y San Juan
 TRAMO: de Huautla a Hgo.
 LOCALIZACION: _____ ORIGEN: _____
 SONDEO Nº 2 ENSAYE Nº 125
 MUESTRA Nº 1 PROF.: 1.0 - 1.20
 DESCRIPCION: Arena con limo y arcilla
 FECHA DE ENSAYO: 22.11.76
 OPERADOR: J. J. J. J.
 CALCULO: A. J. J. J. FECHA: _____

ESCALA: 5 cm. = 1 Kg/cm² Ss = 2.65



1.0

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE VIAS TERRESTRES
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

1.1

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: <u>Predio donde se pretende construir</u> LOCALIZACION: <u>Comunidad rural de Huayula Hgo.</u> SONDEO No.: <u>2</u> ENSAYE No. <u>1746</u> MUESTRA No.: <u>1</u> PROF.: <u>1.0-1.20</u> DESCRIPCION: <u>Arella cafe con poca arena fina</u>	FECHA: <u>16-III-76</u> OPERADOR: <u>Truerras</u> CALCULO: _____
---	--

MEDIDAS DE LA MUESTRA:

D_s = 3.70 cm. A_s = 10.75 cm² W_i = 164.43 gr.
 D_c = 3.60 cm. A_c = 10.17 cm² V_t = 92.23 cm³
 D_l = 3.70 cm. A_l = 10.75 cm² γ_m = 1.78 Ton/m³
 H_m = 8.90 cm. A_m = $\frac{A_s + 4A_c + A_l}{6}$ = $\frac{62.18}{6}$ = 10.36 cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 2/6 0.5 mm $\sqrt{3} = 0.5$ Kg/cm²

TIEMPO TRANSCURRIDO	CARGA	LECTURA MICROMETRO	DEFORMACION TOTAL	DEFORMACION UNITARIA	1- DEFOR- MACION UNITARIA	AREA CORREGIDA	ESFUERZO DESVIADOR	CONTENIDO DE AGUA	
								MIN.	Kg.
	3.0		0.5					CAPSULA No.	663
	6.6		1.0					PESO CAP.+s.h.	185.20
	10.0							PESO CAP.+ s.s.	156.96
	13.0		2.0					PESO AGUA	28.24
	14.8							PESO CAPSULA	20.83
	15.8		3.0					PESO SUELO SECO	136.13
	16.6							W %	21
	17.0		4.0	0.045	0.955	10.85	1.567		
	17.0						0.783		

$$e_i = \frac{V_t}{V_s} - 1$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \dots =$$

$$e_i = \dots - 1 =$$

$$e_i = \frac{S_s \gamma_w - \gamma_s}{\gamma_s}$$

$$S_s \gamma_w - \gamma_s =$$

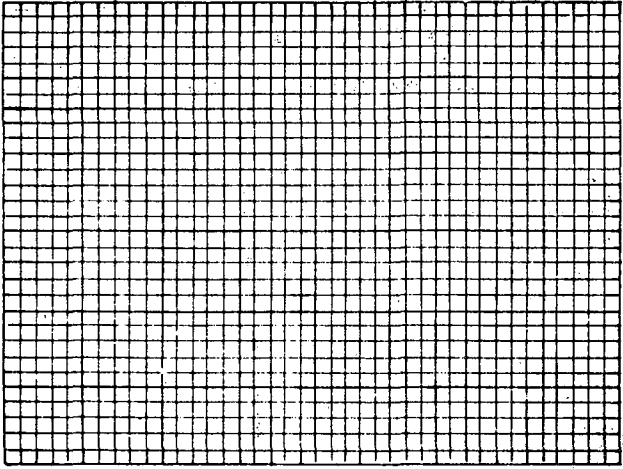
$$e_i = \dots =$$

$$G_{wi} = \frac{W \times S_s}{e}$$

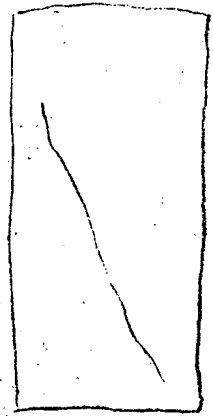
$$G_{wi} = \dots = \%$$

NOTA: AREA CORREG. = $\frac{A_m}{1-Def.unit.}$
 ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

ESFUERZO EN KG/CM2



DEFORMACION UNITARIA EN %



OBSERVACIONES: _____

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE VIAS TERRESTRES
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

1.e

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: <u>Pradio de las Serranias de construcion</u> LOCALIZACION: <u>el cuernasurial de Huajuquilla</u> SONDEO No.: <u>5</u> ENSAYE No.: <u>1746</u> MUESTRA No.: <u>1</u> PROF.: <u>1.0-1.20</u> DESCRIPCION: <u>Idem.</u>	FECHA: <u>16-11-76</u> OPERADOR: <u>J. V. ...</u> CALCULO: _____
---	--

MEDIDAS DE LA MUESTRA :
 D_s = 3.60 cm. A_s = 10.17 cm² W_i = 153.63 gr.
 D_c = 3.60 cm. A_c = - cm² V_t = 11.02 cm³
 D_l = 3.60 cm. A_l = - cm² ρ_m = 1.64 Ton/m³
 H_m = 8.95 cm. A_m = A_s+4A_c+A_l = 10.17 cm²
VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 0/60 S.V.M. $V_3 =$ 1.0 Kg/cm²

TIEMPO TRANSCU- RRIDO	CARGA	LECTURA MICRO- METRO	DEFORMA- CION TOTAL	DEFORMA- CION UNITARIA	I.-DEFOR- MACION UNITARIA	AREA CO- RREGIDA	ESFUERZO DESVIADOR	CONTENIDO DE AGUA	
								MIN.	Kg.
	3.4		0.5					CAPSULA No.	528
	8.6		1.0					PESO CAP.+s.h.	177.89
	14.0							PESO CAP.+s.o.	155.53
	15.8		2.0					PESO AGUA	22.34
	17.4							PESO CAPSULA	24.28
	18.4		3.0					PESO SUELO SECO	181.27
	19.0							W %	17
	19.6		4.0						
	20.0		4.5	0.050	0.150	10.71	1.867 0.933		
								$e_i = \frac{V_t}{V_s} - 1$	
								$V_s = \frac{W_s}{S_s} =$	
								$e_i =$ <u> </u> $- 1 =$	
								$e_i = \frac{S_s \gamma_w - \gamma_s}{\gamma_s}$	
								$S_s \gamma_w - \gamma_s =$	
								$e_i =$ <u> </u> $=$	
								$G_{wi} = \frac{W \times S_s}{e}$	
								$G_{wi} =$ <u> </u> $=$ %	

ESFUERZO EN KG/CM²

DEFORMACION UNITARIA EN %

NOTA: AREA CORREG. = $\frac{A_m}{1-Def.unit.}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBSERVACIONES: _____

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE VIAS TERRESTRES
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

1.f

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: <u>Predio donde se pretenda construir</u> LOCALIZACION: <u>Alameda Cuauhtémoc, Tla. Hues</u> SONDEO No.: <u>2</u> ENSAYE No.: <u>1746</u> MUESTRA No.: <u>1</u> PROF.: _____ DESCRIPCION: <u>Idem</u>	FECHA: <u>16-III-76</u> OPERADOR: <u>Iruegas</u> CALCULO: _____
---	---

MEDIDAS DE LA MUESTRA:

$D_s = 3.50$ cm. $A_s = 9.62$ cm² $W_i = 152.56$ gr.
 $D_c = 3.55$ cm. $A_c = 9.89$ cm² $V_t = 87.53$ cm³
 $D_l = 3.60$ cm. $A_l = 10.17$ cm² $\gamma_m = 1.74$ Ton/m³
 $H_m = 8.85$ cm. $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_l}{6} = 9.89$ cm²
VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 2/c 0.5 mm $\sqrt{3} = 2.0$ Kg/cm²

TIEMPO TRANSCURRIDO MIN.	CARGA Kg.	LECTURA MICROMETRO mm.	DEFORMACION TOTAL mm.	DEFORMACION UNITARIA	1. DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA cm ²	ESFUERZO DESVIADOR Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA	
								CAPSULA No.	PESO
	4.0		0.5					590	172.50
	11.2		1.0					148.00	24.50
	15.4							19.83	128.12
	17.6		2.0						19
	19.4								
	20.8								
	21.8								
	22.6		4.0						
	24.0								
	24.6		2.0						
	25.4								
	26.0		6.0	0.062	0.932	10.61	2.450		
	26.0						1.225		

$$e_i = \frac{V_t}{V_s} - 1$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \dots =$$

$$e_i = \dots - 1 =$$

$$e_i = \frac{S_s \gamma_w - \gamma_s}{\gamma_s}$$

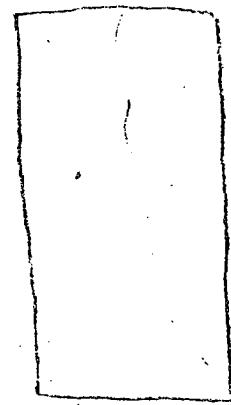
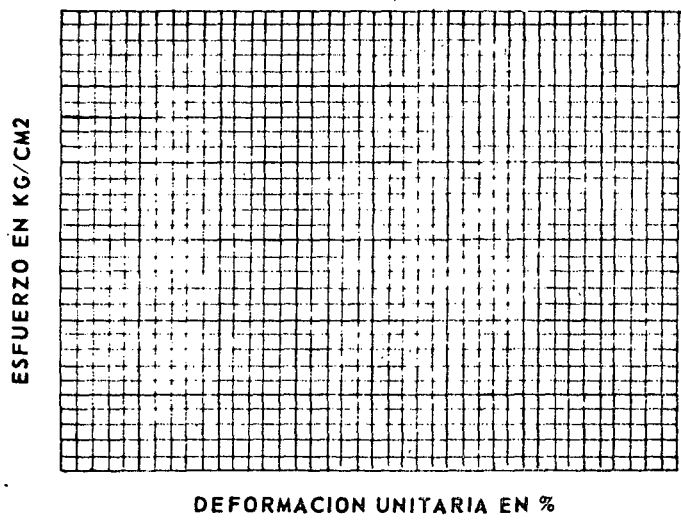
$$S_s \gamma_w - \gamma_s =$$

$$e_i = \dots =$$

$$G_w i = \frac{W \times S_s}{e}$$

$$G_w i = \dots = \%$$

NOTA: AREA CORREG. = $\frac{A_m}{1 - \text{Def. unit.}}$
 ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:



OBSERVACIONES: _____



PRUEBA DE CONSOLIDACION



SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

2

DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS Y LABORATORIOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE SUELOS
 SECCION DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONSOLIDACION
 (RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS)

OBRA: _____	DURACION DE LA PRUEBA: _____
LOCALIZACION: _____	INTERVALO DE TIEMPO ENTRE INCREMENTOS DE CARGA USADO EN LOS CALCULOS: _____
SONDEO No. _____	$H_s =$ _____ m m. $H_l =$ _____ m m.
MUESTRA No. _____ PROF. _____	FECHA: _____
DESCRIPCION: _____	OPERADOR: _____
	CALCULO: _____

FECHA EN QUE SE A- PLICO EL INCREMENTO DE CARGA.	TIEMPO → TRANSCU- RRIDO PA- RA CADA IN- CREMENTO DE CARGA.	CARGA P	PRESION P	LECTURA MICRO- METRO.	DEFORMA- CION δ	CORREC- CION POR COMPRE- SION DEL A PARATO.	DEFORMA- CION CO- RRIGIDA. δ	$\frac{\delta}{H_s}$	RELACION DE VACIOS e	CONTENI- DO DE AGUA W = $\frac{w}{S_s}$
_____	Hs.	Kg.	Kg/cm. ²	m m.	m m.	m m.	m m.	_____	_____	%

OBSERVACIONES: _____

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
OFICINA DE PRUEBAS FISICAS

FORMA 11-03-01-C15

2a

CONSOLIDACION
(REGISTRO DE CARGA)

OBRA: Polvora
LOCALIZACION: Finca
SONDEO N° 1 ENSAYE N°: 2107
MUESTRA N°: 141 PROF.: 75 23-10-35
DESCRIPCION: Arroyo

CONSOLIDOMETRO N°: Zeigler
FECHA: 3-IX-76
OPERADOR: R. E. T.
CALCULO: _____

FECHA	TIEMPO	TEMP.	CARGA	TIEMPO TRANS-CURRIDO	LECTURA MICRO-METRO
	Hrs. min.	°C	Kg.	min.	mm.
3-IX-76	11:10			0	18.87
				5	18.88
				10	18.89
				15	18.90
				20	18.91
				25	18.92
	11:11			30	18.93
	11:12			35	18.94
	11:13			40	18.95
	11:18			45	18.96
	11:25			50	18.97
	11:40			55	18.98
	12:10			60	18.99
6-IX-76	9:05			0	18.86
				5	18.87
				10	18.88
				15	18.89
				30	18.90
	9:06			45	18.91
	9:07			50	18.92
	9:09			55	18.93
	9:13			60	18.94
	9:20			65	18.95
	9:35			70	18.96
	10:00			75	18.97
	11:00			80	18.98
	13:00			85	18.99
7-IX-76	9:05			0	18.85
				5	18.86
				10	18.87
				15	18.88
				30	18.89
				45	18.90
				60	18.91
				75	18.92
				90	18.93
				105	18.94
				120	18.95
				140	18.96

FECHA	TIEMPO	TEMP.	CARGA	TIEMPO TRANS-CURRIDO	LECTURA MICRO-METRO
	Hrs. min.	°C	Kg.	min.	mm.
3-IX-76	9:05			0	18.750
				5	18.723
				10	18.719
				15	18.714
				30	18.703
	9:06			1	18.690
	9:07			2	18.673
	9:09			4	18.641
	9:13			8	18.617
	9:20			15	18.595
	9:35			30	18.582
	10:05			60	18.569
	11:05			120	18.554
	13:05			240	18.544
8-IX-76	9:00			1435	18.512
8-IX-76	9:00			0	18.512
				5	18.465
				10	18.453
				15	18.444
				30	18.429
	9:01			1	18.402
	9:02			2	18.362
	9:04			4	18.297
	9:08			8	18.210
	9:15			15	18.147
	9:30			30	18.099
	10:00			60	18.046
	11:00			120	18.006
	13:00			240	17.969
9-IX-76	9:00			1440	17.899

OBSERVACIONES:

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 OFICINA DE PRUEBAS FISICAS

CONSOLIDACION
(REGISTRO DE CARGA)

OBRA: <u>Palacio Nacional</u> LOCALIZACION: <u>En las...</u> SONDEO N°: <u>1</u> ENSAYE N°: <u>5091</u> MUESTRA N°: <u>14</u> PROF.: <u>[...]</u> DESCRIPCION: <u>Ancillo [...]</u>	CONSOLIDOMETRO N°: <u>12910</u> FECHA: <u>3-12-76</u> OPERADOR: <u>[...]</u> CALCULO: <u>[...]</u>
---	---

FECHA	TIEMPO Hrs. min.	TEMP. °C	CARGA Kg.	TIEMPO TRANS- CURRIDO min.	LECTURA MICRO- METRO mm.
9-IX-76	9:00				
			5000		
	9:01				
	9:02				
	9:04				
	9:08				
	9:15				
	9:30				
10:00					
11:00					
13:00					
10-IX-76	9:00			14:10	570
10-IX-76	9:00			6:00	15:576
			4000		
	9:01				
	9:02				
	9:04				
	9:08				
	9:15				
	9:30				
10:00					
11:00					
13:00					
13-IX-76	9:00			4:30	10:801

FECHA	TIEMPO Hrs. min.	TEMP. °C	CARGA Kg.	TIEMPO TRANS- CURRIDO min.	LECTURA MICRO- METRO mm.
13-IX-76	9:00			0:00	10:801
				5:00	10:711
				10:00	10:718
				15:00	10:703
				20:00	10:663
	9:01				10:604
	9:02				10:517
	9:04				10:384
	9:08				10:198
	9:15				9:969
	9:30				9:803
	10:00				9:243
11:00				8:932	
13:00				8:576	
14-IX-76	8:00			13:20	8:206
DESCARGA					
14-IX-76	8:00				8:206
	8:30				8:303
	9:00				8:632
	9:30				8:860
	10:00				9:193
	10:30				9:451
	11:00				9:666
11:30				10:041	

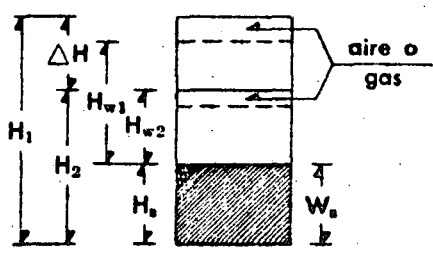
OBSERVACIONES:

CONSOLIDACION-CONTENIDOS DE HUMEDAD Y CALCULOS

OBRA: Palacio Nacional
 LOCALIZACION: Frente al Palacio Nacional
 SONDEO N°: 1 FECHA: 3-IX-70
 MUESTRA N°: 14 PROF.: 16-11-16-35 OPERADOR: R.G.T.
 DESCRIPCION: Arcilla CALCULO: _____

DETERMINACION DE W	AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA		AL FINAL DE LA PRUEBA	
ANILLO Y VIDRIO N°	I 39	P 13	I 39	P 13
PESO TARA + SUELO HUMEDO	647.00	89.56	607.00	
PESO TARA + SUELO SECO	557.17	39.65	557.57	
PESO DEL AGUA				
PESO TARA	526.24	20.78	526.24	
PESO SUELO SECO: W _s				
CONTENIDO DE AGUA: W %	W ₁ =	W ₁ =	W ₂ =	W ₃ =
W % PROMEDIO:	W ₁ =		W ₂ =	

ANILLO N° I 39 DIAMETRO DEL ANILLO: 7.07 cm. AREA DEL ANILLO: A = 50 cm²
 ALTURA DEL ANILLO = ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H₁ = 20.000 mm.



PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS = S_s = 2.24

ALTURA SOLIDOS = H_s = $\frac{10 W_s}{A S_s}$ = _____ mm.

VARIACION EN LA ALTURA DE LA MUESTRA DEL PRINCIPIO AL FINAL DE LA PRUEBA = ΔH = _____ mm.

ALTURA FINAL DE LA MUESTRA: H₂ = H₁ - ΔH = _____ mm.

ALTURA INICIAL DEL AGUA: H_{w1} = W₁ H_s S_s = _____ mm.

ALTURA FINAL DEL AGUA: H_{w2} = W₂ H_s S_s = _____ mm.

RELACION DE VACIOS INICIAL: e₁ = $\frac{H_1 - H_0}{H_0}$ = _____

RELACION DE VACIOS FINAL: e₂ = $\frac{H_2 - H_0}{H_0}$ = _____

GRADO DE SATURACION INICIAL: G₁ = $\frac{H_0}{H_{w1}}$ = _____ %

GRADO DE SATURACION FINAL: G₂ = $\frac{H_0}{H_{w2}}$ = _____ %

EN EL CALCULO DE RELACIONES DE VACIOS, USENSE LOS VALORES SIGUIENTES:
 H₀ = _____ mm. H₁ = 20.000 mm.

OBSERVACIONES: _____

PROBLEMA DE OPTIMIZACIÓN

CONSTRUYA UN MODELO DE PROGRAMACIÓN LINEAL

QUE PERMITA ENCONTRAR LA MEJOR SOLUCIÓN

PARA EL PROBLEMA DADO

CONSIDERE EL SIGUIENTE PROBLEMA DE OPTIMIZACIÓN

Solución

El problema de optimización dado es el siguiente:

Maximizar $Z = 3x_1 + 5x_2$

Sujeto a:

$$2x_1 + 3x_2 \leq 120$$

$$x_1 + 4x_2 \leq 80$$

$$x_1 \geq 0, x_2 \geq 0$$

Para resolver este problema de optimización, se debe encontrar el espacio factible y evaluar la función objetivo en los vértices de dicho espacio.

El espacio factible está delimitado por las rectas de restricción y los ejes positivos. Los vértices del espacio factible son:

- $(0, 0)$
- $(60, 0)$
- $(0, 20)$
- $(24, 16)$

Al evaluar la función objetivo en cada uno de estos puntos, se obtiene:

- En $(0, 0)$: $Z = 0$
- En $(60, 0)$: $Z = 180$
- En $(0, 20)$: $Z = 100$
- En $(24, 16)$: $Z = 216$

Por lo tanto, la mejor solución es $x_1 = 24$ y $x_2 = 16$, con un valor máximo de $Z = 216$.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions.

2. It also highlights the need for regular audits to ensure compliance with financial regulations.

3. Furthermore, it emphasizes the role of transparency in building trust with stakeholders.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

FORMA 11-03-01-C13

DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS Y LABORATORIOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE SUELOS
 SECCION DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

2.e

CONSOLIDACION
 (RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS)

OBRA: Palacio Nacional
 LOCALIZACION: Frente al p...
 SONDEO No. 1
 MUESTRA No. 11 PROF. 15.33
 DESCRIPCION: Arcilla...
 DURACION DE LA PRUEBA: _____
 INTERVALO DE TIEMPO ENTRE INCREMENTOS DE CARGA USADO EN LOS CALCULOS: _____
 $H_s = 2797$ m m. $H_l = 20.000$ m m.
 FECHA: _____
 OPERADOR: _____
 CALCULO: _____

FECHA EN QUE SE APLICÓ EL INCREMENTO DE CARGA.	TIEMPO → TRANSCURRIDO PARA CADA INCREMENTO DE CARGA. Hs.	CARGA P Kg.	PRESION P Kg/cm.²	LECTURA MICROMETRO. mm.	DEFORMACION δ mm.	CORRECCION POR COMPRESION DEL PARATO. mm.	DEFORMACION CORRIGIDA δ mm.	$\frac{\delta}{H_s}$	RELACION DE VACIOS e	CONTENIDO DE AGUA W = $\frac{e}{S_s}$ %
			0	11.175	0	0	0	0	6.190	
		0.1	0.1	11.175	0.000	0.000	0.498	0.178	5.411	
		0.2	0.2	11.175	0.000	0.000	0.714	0.257	5.891	
		0.5	0.5	11.175	0.000	0.000	0.947	0.340	5.810	
		1.0	1.0	11.175	0.000	0.000	1.350	0.555	5.595	
		2.0	2.0	11.175	3.913	0.000	3.851	1.378	4.732	
		4.0	4.0	11.175	5.047	0.000	5.603	3.079	3.071	
		8.0	8.0	11.175	11.175	0.108	11.175	4.000	2.160	
		16.0	16.0	11.175	11.175	0.084	11.037	3.950	2.100	
		32.0	32.0	10.857	10.857	0.007	10.790	3.860	2.184	
		64.0	64.0	10.857	10.857	0.047	10.582	3.787	2.161	
		128.0	128.0	10.857	10.857	0.071	10.325	3.675	2.177	
		256.0	256.0	10.857	10.857	0.077	10.021	3.887	2.063	
		512.0	512.0	9.821	9.821	0.007	9.817	3.512	2.030	
		1024.0	1024.0	9.442	9.442	0	9.442	2.213	2.222	

OBSERVACIONES: _____

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
OFICINA DE PRUEBAS FISICAS

FORMA 11-03-01-C22

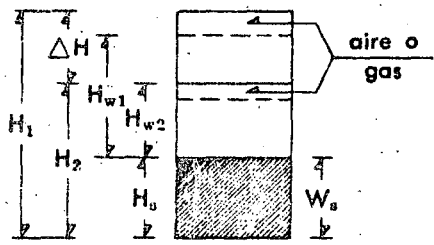
2.2

CONSOLIDACION-CONTENIDOS DE HUMEDAD Y CALCULOS

OBRA: Palenque No. 1
 LOCALIZACION: Fr. la ...
 SONDEO N°: 1 E - 2000 FECHA: 3-IX-76
 MUESTRA N°: 14 PROF.: 1031-1635 OPERADOR: R. G. T
 DESCRIPCION: arena, cafe ... CALCULO: A. L. H

DETERMINACION DE W	AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA		AL FINAL DE LA PRUEBA	
ANILLO Y VIDRIO N°	I 29	P 13	C 50	I 29
PESO TARA + SUELO HUMEDO	526.24	89.16	607.50	
PESO TARA + SUELO SECO	507.57	39.65	557.57	
PESO DEL AGUA	18.67	49.51	49.93	
PESO TARA	506.90	20.98	528.24	
PESO SUELO SECO: W _s	21.70	18.67	29.33	
CONTENIDO DE AGUA: W %	W ₁ = 27.9	W ₁ = 26.6	W ₂ = 16.8	W ₂ =
W % PROMEDIO:	W ₁ =		W ₂ =	

ANILLO N° I 29 DIAMETRO DEL ANILLO: 7.97 cm. AREA DEL ANILLO: A = 50 cm²
 ALTURA DEL ANILLO = ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H₁ = 20 000 mm.



PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS = S_s = 2.71
 ALTURA SOLIDOS = H_s = $\frac{10 W_s}{A S_s} = \frac{313.3}{110.0} = \underline{2.797}$ mm.
 VARIACION EN LA ALTURA DE LA MUESTRA DEL PRINCIPIO
 AL FINAL DE LA PRUEBA = ΔH = 9.448 mm.

ALTURA FINAL DE LA MUESTRA: H₂ = H₁ - ΔH = 20 000 - 9.448 = 10 552 mm.

ALTURA INICIAL DEL AGUA: H_{w1} = W₁H_sS_s = 27.9 × 2.797 × 2.71 = 17 280 mm.

ALTURA FINAL DEL AGUA: H_{w2} = W₂H_sS_s = 16.8 × 2.797 × 2.71 = 9 899 mm.

RELACION DE VACIOS INICIAL: e₁ = $\frac{H_1 - H_s}{H_s} = \frac{20 000 - 2 797}{2 797} = \underline{6.150}$

RELACION DE VACIOS FINAL: e₂ = $\frac{H_2 - H_s}{H_s} = \frac{10 552 - 2 797}{2 797} = \underline{2.773}$

GRADO DE SATURACION INICIAL: G₁ = $\frac{H_{w1}}{H_1 - H_s} = \frac{17 280}{17 203} = \underline{102}$ %

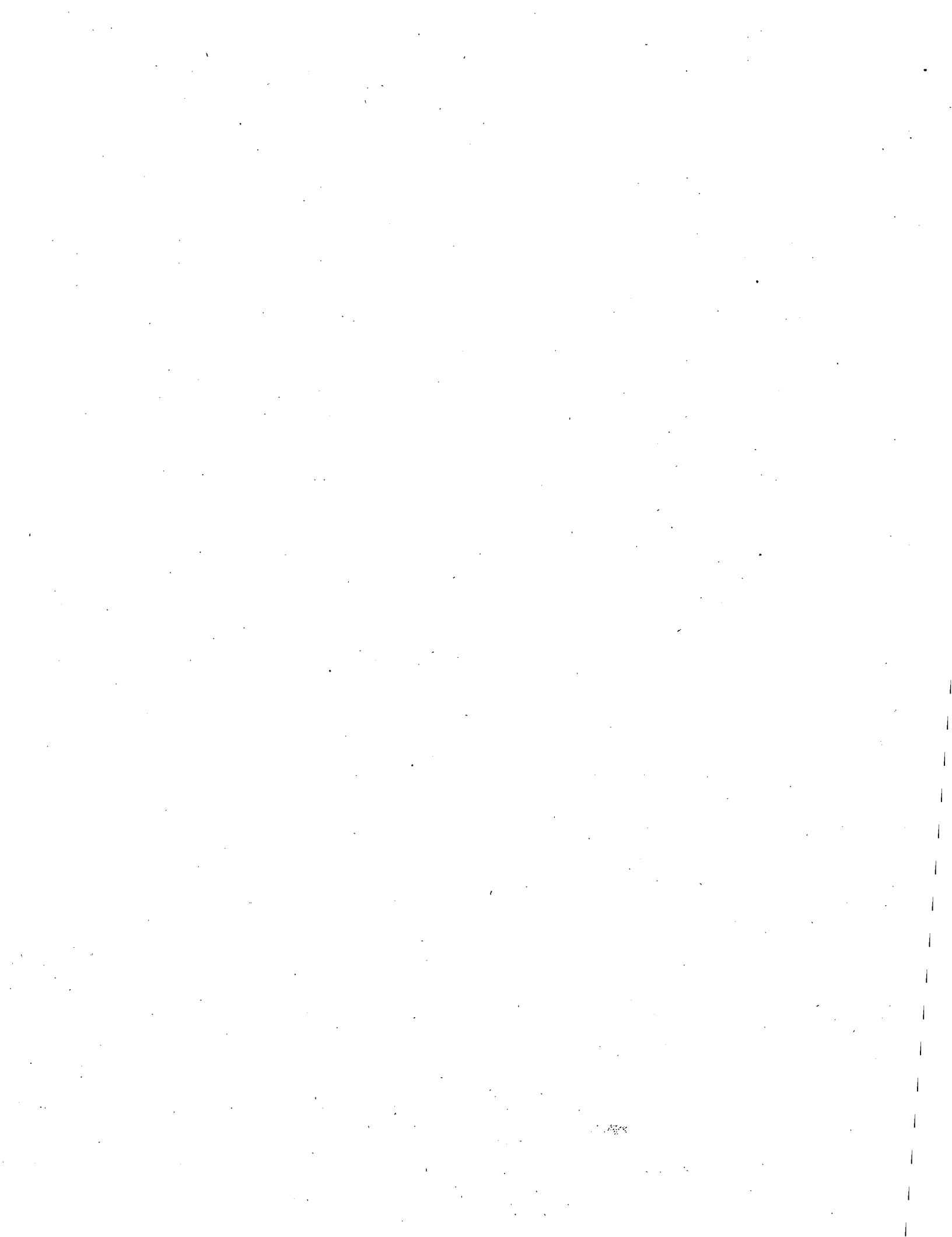
GRADO DE SATURACION FINAL: G₂ = $\frac{H_{w2}}{H_2 - H_s} = \frac{9 899}{7 755} = \underline{127}$ %

EN EL CALCULO DE RELACIONES DE VACIOS, USENSE LOS VALORES SIGUIENTES:

H₀ = 2.797 mm. H₁ = 20 000 mm.

OBSERVACIONES: _____

PRUEBA DE GRANULAMETRIA



SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

FORMA 11-03-01-C11

DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
OFICINA DE PRUEBAS FISICAS

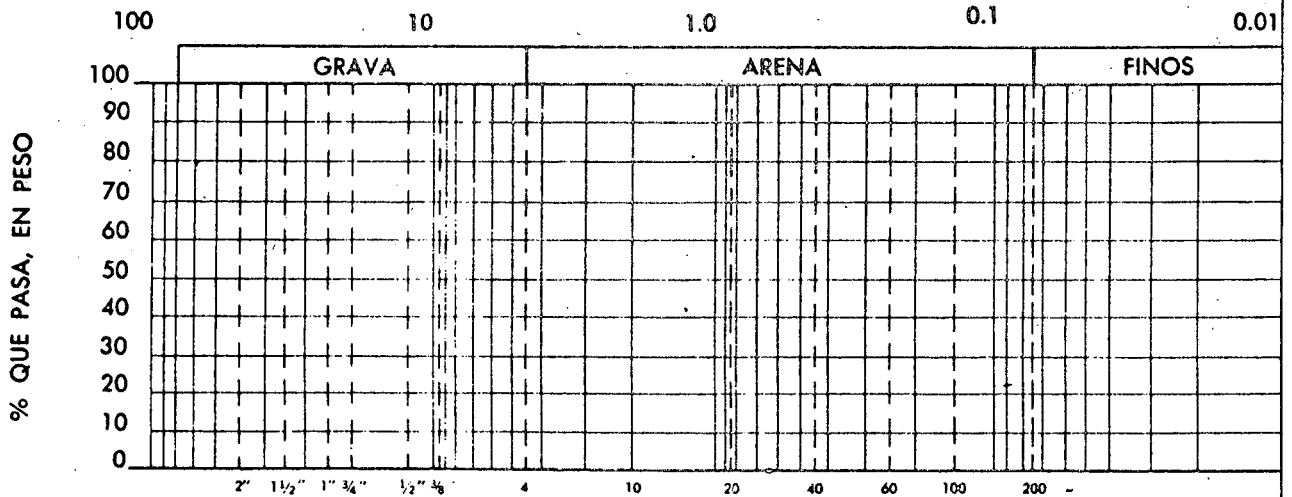
3

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA <u>Río Sanchilua</u>	PESO DE LA MUESTRA _____
LOCALIZACION <u>K. 60+500</u>	RECIPIENTE N° _____
ENSAYE N° <u>5709</u> SONDEO N° <u>3</u>	PESO RECIP. ± SUELO HUMEDO (gr.) _____
MUESTRA N° <u>37</u> PROF. <u>22.60-23.20</u>	PESO RECIP. ± SUELO SECO (gr.) _____
DESCRIPCION <u>Carbón de piedra lavado</u>	PESO AGUA (gr.) _____
FECHA <u>22-IX-76</u>	PESO RECIPIENTE (gr.) _____
OPERADOR <u>José Ma. García</u>	PESO MUESTRA SECA (gr.) _____
CALCULO <u>J. Pérez</u>	CONTENIDO DE HUMEDAD (%) _____

Malla N°	Abertura	Peso suelo retenido	Por ciento reten. parcial	Por ciento que pasa	Malla N°	Abertura	Peso suelo retenido	Por ciento reten. parcial	Por ciento que pasa
	mm.	gr.	%	%		mm.	gr.	%	%
2"	50.80				10	2.000	80.5		
1 1/2"	36.10				20	0.840	48.0		
1"	25.40				40	0.420	22.1		
3/4"	19.05				60	0.250	10.8		
1/2"	12.70	27.9			100	0.149	7.9		
3/8"	9.52	34.6			200	0.074	7.8		
N° 4	4.76	51.5			PASA 200		58.9		
Pasa N° 4					SUMA		320.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm.

$D_{10} =$ _____ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ _____ $> 3" =$ _____ %
 $D_{30} =$ _____ $G =$ _____ %
 $D_{60} =$ _____ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} =$ _____ $S =$ _____ %
 $F =$ _____ %

CLASIFICACION SUCS.: _____

OBSERVACIONES: _____



Solución



SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

FORMA 11-03-01-C11
3.6

DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS

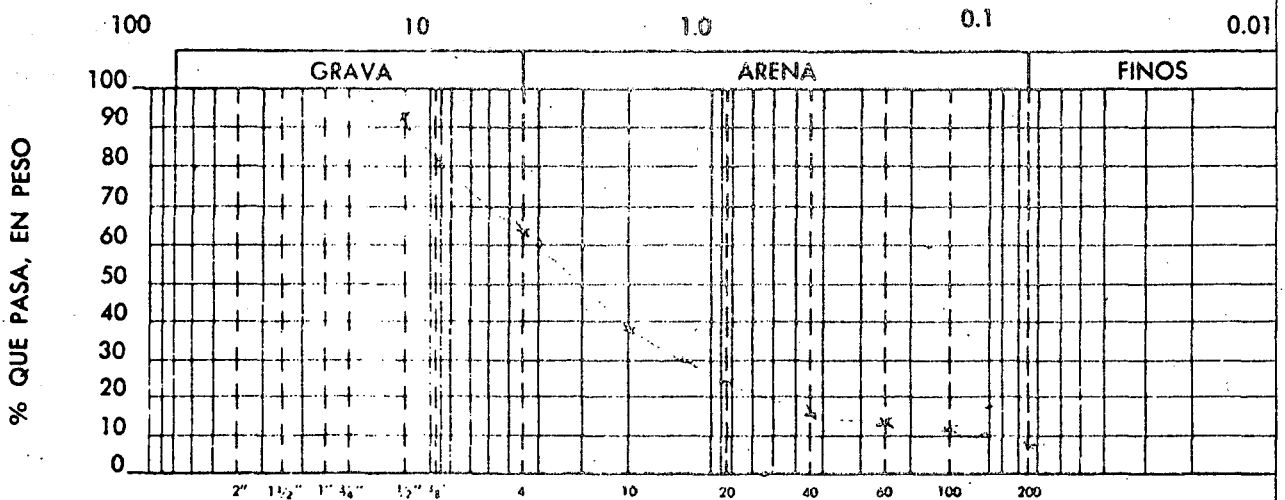
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
OFICINA DE PRUEBAS FISICAS

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA <u>Rio San Mateo</u>	PESO DE LA MUESTRA _____
LOCALIZACION <u>Km. 60+500</u>	RECIPIENTE N° _____
ENSAYE N° <u>5709</u> SONDEO N° <u>3</u>	PESO RECIP. ± SUELO HUMEDO (gr.) _____
MUESTRA N° <u>37</u> PROF. <u>Febrero 23.20</u>	PESO RECIP. ± SUELO SECO (gr.) _____
DESCRIPCION <u>arena con grava</u>	PESO AGUA (gr.) _____
FECHA <u>22-IX-76</u>	PESO RECIPIENTE (gr.) _____
OPERADOR <u>Jose M. Garcia</u>	PESO MUESTRA SECA (gr.) _____
CALCULO <u>J. Perez M.</u>	CONTENIDO DE HUMEDAD (%) _____

Malla N°	Abertura	Peso suelo retenido	Por ciento reten. parcial	Por ciento que pasa	Malla N°	Abertura	Peso suelo retenido	Por ciento reten. parcial	Por ciento que pasa
	mm.	gr.	%	%		mm.	gr.	%	%
2"	50.80				10	2.000	80.5	25.0	34.5
1 1/2"	36.10				20	0.840	42.0	15.0	24.6
1"	25.40				40	0.420	22.1	6.9	17.6
3/4"	19.05				60	0.250	10.8	3.5	14.2
1/2"	12.70	27.9	10.7	71.3	100	0.149	7.9	2.5	11.7
3/8"	9.52	34.6	10.8	70.5	200	0.074	7.1	2.4	9.3
N° 4	4.76	51.5	15.0	54.5	PASA 200		28.4	9.0	
Pasa N° 4					SUMA		320.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm.

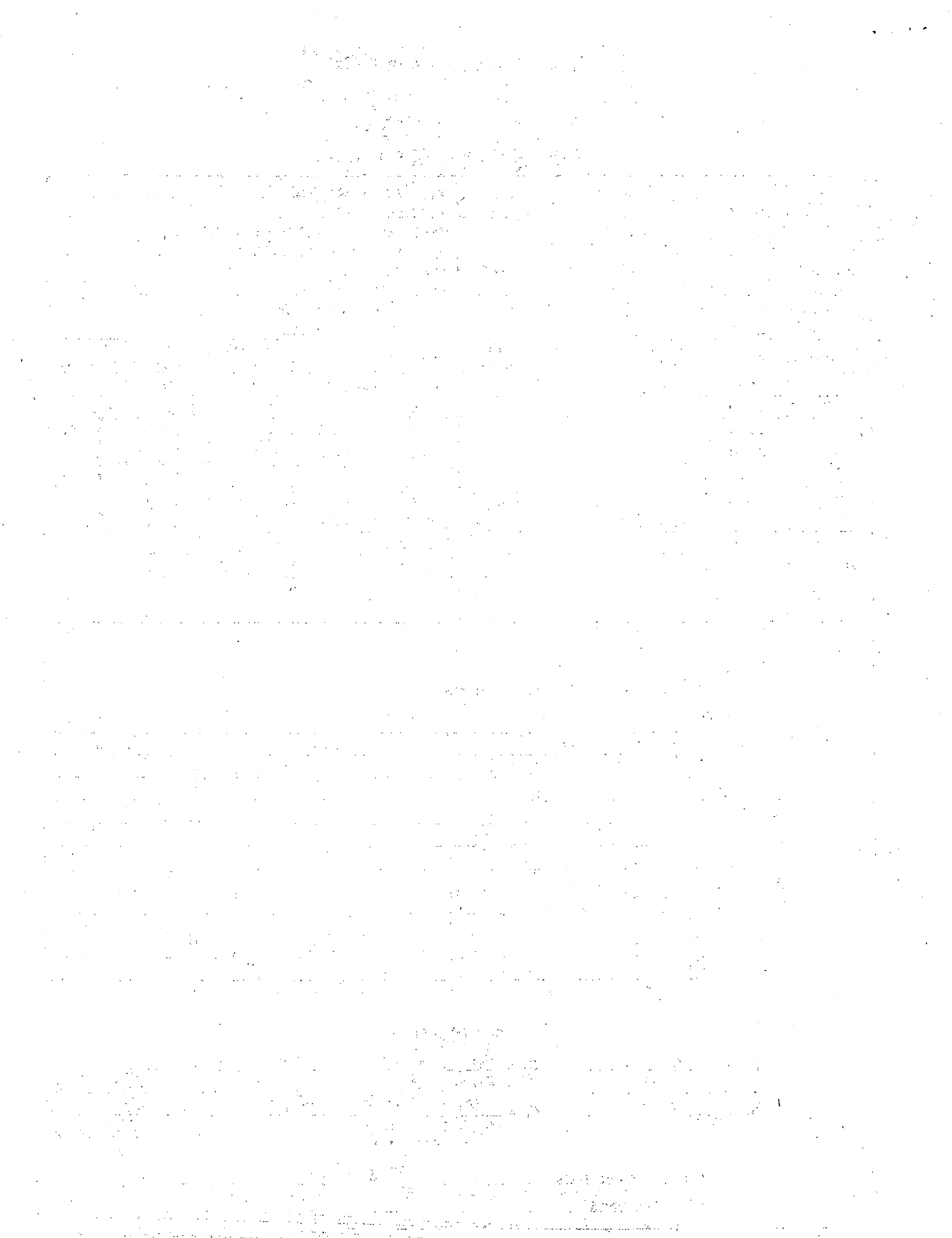
$$D_{10} = 0.1 \quad C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{4.0}{0.1} = 40 > 3 \quad G = 35.5 \%$$

$$D_{30} = 1.3 \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{1.69}{0.40} = 4.22 \quad S = 55.2 \%$$

$$D_{60} = 4.0 \quad F = 9.3 \%$$

CLASIFICACION SUCS.: SW-S

OBSERVACIONES: _____



PRUEBA DE EXPANSION

Dear Mr. [Name],
I have your letter of the 10th and am glad to hear from you.

I am sorry that I cannot give you a more definite answer at this time, but the situation is very complicated. I will do my best to get you a final answer as soon as possible. In the meantime, please let me know if you have any further questions or if there is anything else I can do to help.

Very truly yours,
[Signature]

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 OFICINA DE PRUEBAS FISICAS
P. X PAN 3100

FORMA 11-03-01-C18

(4)

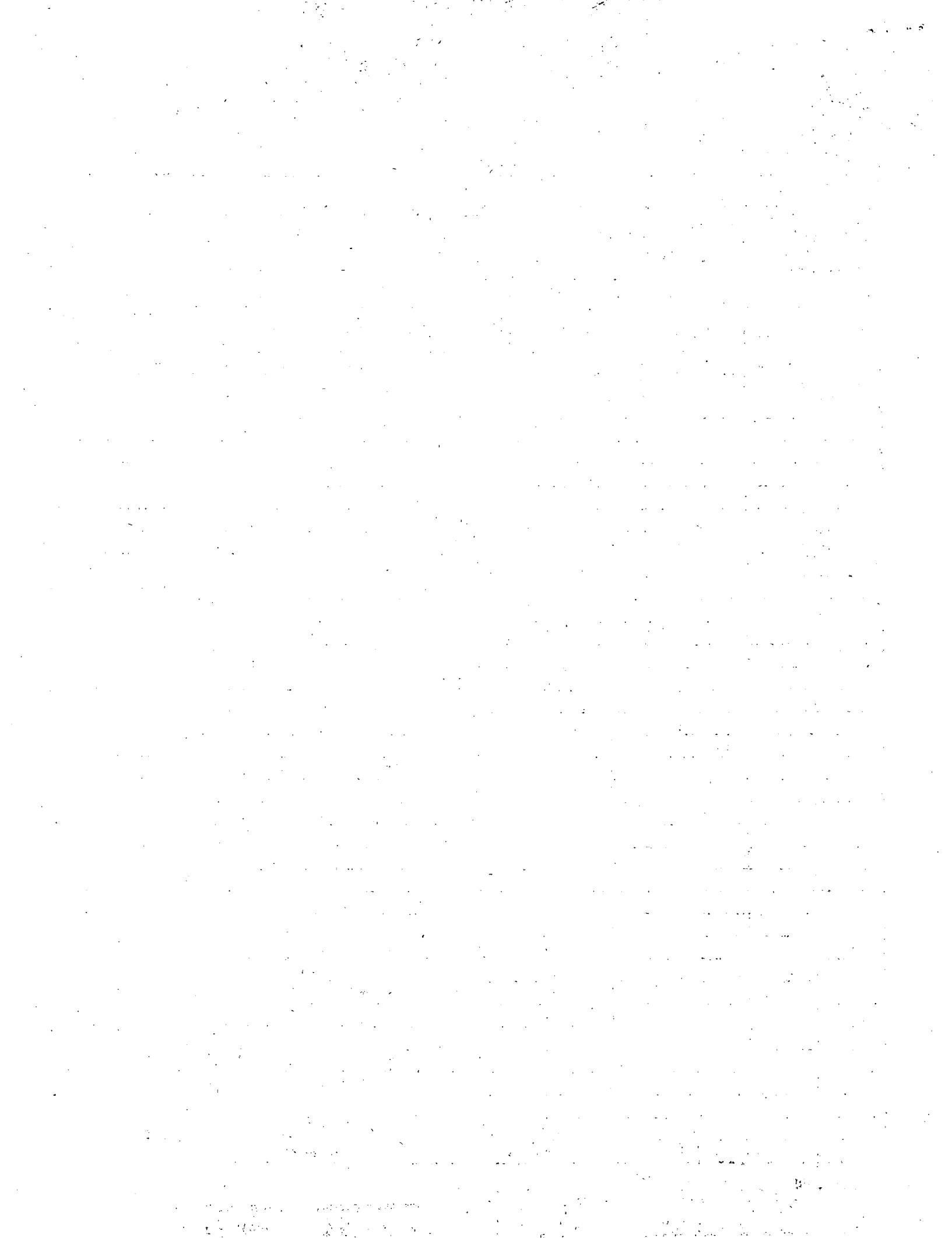
(REGISTRO DE CARGA)

OBRA: <u>Unidad de...</u> LOCALIZACION: _____ SONDEO N° <u>1</u> ENSAYE N°: _____ MUESTRA N°: <u>2</u> PROF.: _____ DESCRIPCION: _____	CONSOLIDOMETRO N°: _____ FECHA: <u>3 - VIII - 70</u> OPERADOR: _____ CALCULO: _____
--	--

FECHA	TIEMPO	TEMP.	CARGA	TIEMPO TRANS-CURRIDO	LECTURA MICRO-METRO
	Hrs. min.			min.	mm.
	<u>Expansión</u>		<u>1.5</u>		
<u>29-VII-70</u>	<u>13</u> <u>50</u>				<u>11 507</u>
<u>29-VIII-70</u>	<u>13</u> <u>50</u>				<u>12 670</u>
<u>29-VIII-70</u>	<u>14</u> <u>00</u>				<u>13 521</u>
<u>29-VIII-70</u>	<u>14</u> <u>00</u>				<u>14 372</u>
<u>29-VIII-70</u>	<u>15</u> <u>00</u>				<u>15 223</u>
<u>2-VIII-70</u>	<u>8</u> <u>00</u>				<u>13 530</u>
<u>2-VIII-70</u>	<u>10</u> <u>00</u>				<u>13 530</u>
<u>2-VIII-70</u>	<u>11</u> <u>00</u>				<u>13 530</u>
<u>2-VIII-70</u>	<u>12</u> <u>00</u>				<u>13 530</u>
<u>2-VIII-70</u>	<u>12</u> <u>00</u>				<u>13 530</u>

FECHA	TIEMPO	TEMP.	CARGA	TIEMPO TRANS-CURRIDO	LECTURA MICRO-METRO
	Hrs. min.			min.	mm.
<u>Datos del Muelle</u>					
<u>Acillo N° 7</u>					
<u>Area = 50.00</u>					
<u>Altura = 15.0 m</u>					

OBSERVACIONES: _____





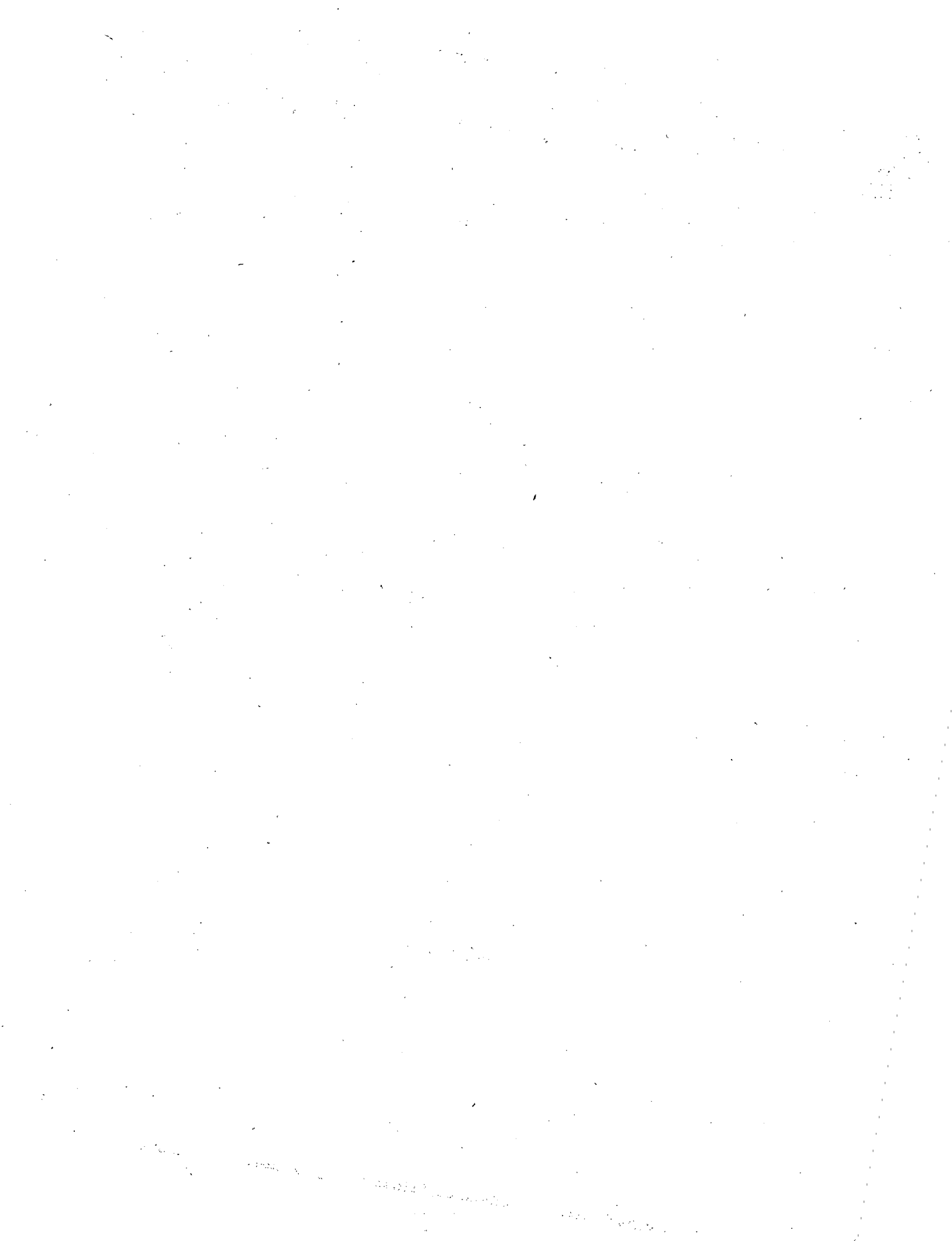
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

EXAMEN PARA ACREDITACION DE LA ESPECIALIZACION
EN CONSTRUCCION

NOVIEMBRE, 1978.



EXAMEN FINAL DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Para ser entregado en el Centro de Educación Continua, (Palacio de Minería, Tacuba No. 5, México 1, D. F.) o depósito en el correo para su envío a más tardar el Lunes 11 de Octubre.

ESTUDIOS PREVIOS.

1. Que ensayos de laboratorio mandaría realizar para auxiliar la determinación de movimientos que se pueden provocar en una estructura por efecto del suelo?

Explique en cada caso el origen del movimiento y los ensayos de laboratorio que permiten analizarlo.

2. Que ensayos de laboratorio permiten conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos?

Que características del suelo condicionan sus resistencia al esfuerzo cortante? Explicar.

3. Es correcto suponer que los suelos finos incrementan siempre, su resistencia al esfuerzo cortante con el tiempo?

Explicar detalladamente su respuesta.

CAPACIDAD DE CARGA.

4. Cual es el criterio que se considera para definir a una cimentación como superficial, desde el punto de vista de K. Terzaghi?

5. Cuantos y cuales son los tipos de falla que pueden ocurrir en una cimentación superficial y como influye este hecho en la determinación de la capacidad de carga de trabajo.
6. Empleando el criterio de Karl Terzghi, determine las dimensiones que debe tener una zapata cuadrada para soportar una columna cuya descarga es 300 ton, apoyada a 1.5 m en un material que tiene $c = 2 \text{ ton/m}^2$, $\varphi = 24^\circ$ y $\gamma_h = 1.5 \text{ ton/m}^3$.

ANALISIS DE MOVIMIENTOS.

7. Describa las diferencias entre el comportamiento de un suelo colapsable y un suelo expansivo.
8. Cual es el asentamiento que se puede provocar al centro de una losa de cimentación de 20 m x 40 m considerada flexible, transmitiendo una presión neta de 6 ton/m^2 sobre un suelo arcilloso de espesor 60 m, cuyo coeficiente de compresibilidad a_v , es de $1 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ y su relación de vaciación es 3.
9. Identifique cualitativamente el potencial de colapso de un suelo cuyo límite líquido es 35% y su peso volumétrico seco de 1100 Kg/m^3 .

DISEÑO ESTRUCTURAL.

10. Resolver el problema de la retícula de cimentación cuyos datos estan contenidos en las notas:
 - a) Como piso invertido.
 - b) Como viga flotante.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

11. Proponga el procedimiento constructivo para un cajón de cimentación rectangular de 30 m x 55 m de área que alojará unos tanques. Las colindancias de la zona de cimentación están constituidas por construcciones de dos niveles a 10.0 m de distancia en tres de los cuatro linderos del terreno. El lindero sin colindancia es uno de los lados cortos. La profundidad de excavación es de 4.50 m respecto del terreno natural el cual es sensiblemente horizontal. El subsuelo está constituido desde la superficie hasta 15.0 m de profundidad por arenas finas medianamente compactas, saturadas, cuyo ángulo de fricción interna es de 32° , no tienen cohesión.

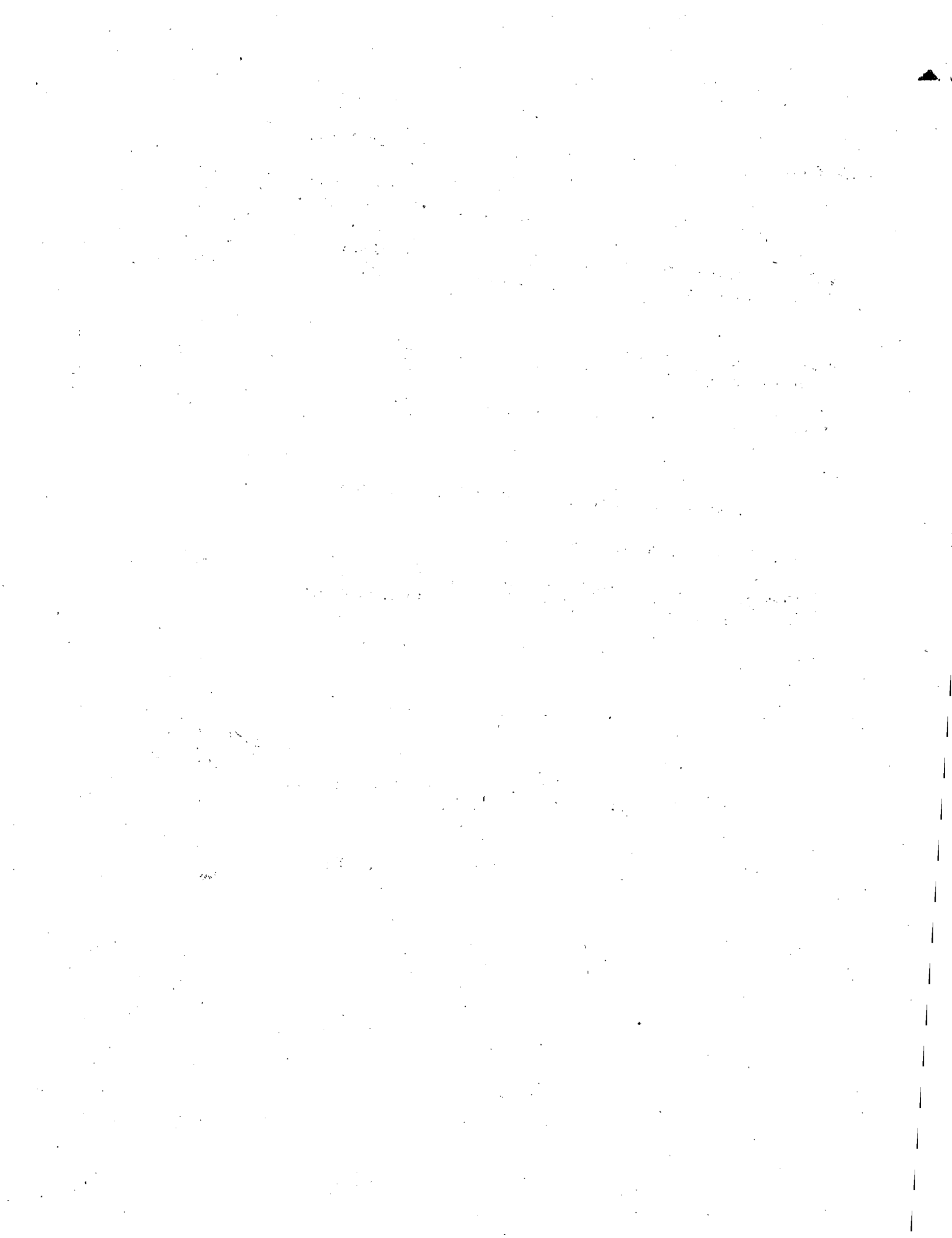
El nivel freático se localiza a 2.50 m de profundidad.

Defina específicamente lo siguiente:

- a) Tipo de Excavación:
1. A cielo abierto con taludes.
 2. A cielo abierto con estructuras de construcción. Y que tipo de estructura.
- b) Si es con taludes defina la inclinación que deben tener y si son con estructura de contención, proporcione el valor del empuje sobre la estructura.
- c) Proponga las dimensiones de las etapas de excavación y su número y orden progresivo de ataque.
- d) Proponga el abatimiento del nivel freático.
1. Tipo de bombeo.
 2. Ubicación en planta y separación de pozos.
 3. Defina el tiempo de bombeo.
- e) Proponga algunos controles para vigilar la eficiencia del bombeo y para evitar daños a las estructuras de la colindancias.

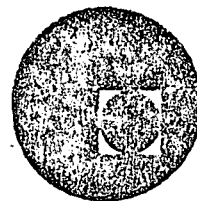
A t e n t a m e n t e

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

SUPERFICIALES

VIII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS INFORMACION
GENERAL ACERCA DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE PUEBLA

NOVIEMBRE, 1978.

13. PUEBLA, PUE.

Gabriel Auvinet

13.1 ANTECEDENTES

Por encargo de la Secretaría de Obras Públicas el Instituto de Ingeniería ha recopilado información sobre el subsuelo de distintas ciudades de la República Mexicana localizadas en zonas sísmicas, con objeto de elaborar, para cada una de ellas, un reglamento de construcción que tome en cuenta las peculiaridades del subsuelo.

En este trabajo se presenta un estudio preliminar del subsuelo de la ciudad de Puebla. Se pone énfasis en el hecho de que este estudio sólo pretende constituir un marco de referencia inicial que deberá ser corregido, precisado y complementado en el futuro.

La ciudad de Puebla, fundada en el año de 1531, cuenta en la actualidad con más de medio millón de habitantes y cubre un área de aproximadamente 30 km² en rápida expansión principalmente hacia el Norte (fraccionamientos industriales) y hacia el Sur (fraccionamientos residenciales). La ciudad se encuentra localizada en el valle del río Atoyac, a una altura de 2,162 msnm, estando rodeada por altos volcanes: la majestuosa Sierra Nevada al Oeste y la Malinche al Noreste.

La necesidad de contar con información sobre el subsuelo de la ciudad de Puebla que pudiera tomarse en cuenta en un reglamento de construcción adecuado se hizo patente al ocurrir el macrosismo del 28 de agosto de 1973 que causó daños apreciables en la ciudad y en sus alrededores (ref 13.1).

13.2 GEOLOGIA REGIONAL

Para definir el marco geológico del presente estudio, fue necesario complementar la escasa información existente en la literatura, con datos obtenidos por fotointerpretación y reconocimiento superficial. Se presenta un plano geológico preliminar (fig 13.1), en el que se indican los principales afloramientos y las fallas y fracturas que pueden inferirse, así como una fotografía aérea de la ciudad en la fig 13.2.

13.2.1 Fisiografía

La zona en estudio se encuentra en los límites entre las provincias fisiográficas de la Zona Neovolcánica y de la Sierra Madre del Sur, caracterizándose la primera por una altiplanicie situada a unos 2,000 m de altura, de la que sobresalen numerosos cerros volcánicos, y la segunda por presentar, en esta zona, una serie de afloramientos calcáreos que se sedimentaron en el Cretáceo.

La ciudad de Puebla se encuentra en una zona de lomeríos suaves, drenados por arroyos paralelos, de los que sobresalen algunas lomas de mayor altura como son el cerro de la Paz y las lomas de Loreto y del Cinco de Mayo que representan aparatos volcánicos del Cuaternario. Hacia la parte occidental de la ciudad, la morfología

cambia ya que se puede observar un lomerío arredondado en el que afloran rocas calcáreas.

Los principales ríos de la región son el Atoyac y el Alseseca que escurren de Norte a Sur y forman barrancas profundas.

La temperatura media anual registrada en la ciudad de Puebla es de 17.1°C y la precipitación media es de 822.9 mm/año.

13.2.2 Geología histórica

La historia geológica del área en estudio empezó en el Cretáceo con la sedimentación de materiales calcáreos que a fines de este periodo fueron sujetos a movimientos orogénicos que levantaron la zona, provocando su emersión. Posteriormente, en el Terciario y a principios del Cuaternario se presentaron emisiones lávicas que culminaron con la formación de rocas basálticas y con el depósito en el área de tobas arenosas producto de las últimas manifestaciones volcánicas. Estas tobas se depositaron tanto sobre las rocas basálticas como en la zona actualmente ocupada por la ciudad donde se interstratificaron con sedimentos fluvio-lacustres. Los últimos acontecimientos geológicos han consistido en la formación de travertinos depositados por aguas termales, que afloran a lo largo de una falla, y la sedimentación de depósitos aluviales a lo largo del río Atoyac y de sus afluentes.

13.2.3 Principales afloramientos

En la zona de estudio afloran rocas cretáceas y rocas que se formaron a fines del Terciario y en el Cuaternario. Las rocas más antiguas son las calizas que afloran al oeste de la ciudad; las más recientes son los depósitos de relleno y los materiales volcánicos. La descripción de estos materiales se presenta a continuación (ver fig 13.1).

a) *Calizas (Kc)*. Esta formación aflora en el límite occidental de la zona en estudio y es objeto de explotación para la fabricación de ladrillos sílico-cálcicos. La roca, que tiene una coloración gris oscura, se presenta en estratos de 20 a 30 cm de espesor y se encuentra muy fracturada. No fue posible observar en el campo una dirección preferencial de las capas (fig 13.3). Estas calizas, en las que no existe desarrollo urbano, se consideran del Cretáceo. Es interesante notar que al norte de la zona de afloramientos de calizas existe un cerro aislado en el que aparece una roca de color gris claro muy recrystalizada en la que se observan pequeños cristales alargados de coloración oscura. Esta roca, que se encuentra fuera de la zona abarcada por el plano geológico, es objeto de explotación y se utiliza como cantera. Aparentemente este material que presenta una estratificación vertical y se divide en lajas de 10 a 50 cm de espesor (fig 13.4) es una caliza recrystalizada y metamorfozada. Estos materiales no revisten importancia desde el punto de vista de la mecánica de suelos ya que su área de afloramiento es muy limitada;

sin embargo son importantes desde el punto de vista de la geología estructural ya que es posible que por esta zona pase una falla importante.

b) *Basaltos y tobas limosas (Qbt)*. En los lomeríos que se encuentran al sur y al oeste de la ciudad y en las lomas de Loreto y del Cinco de Mayo, aparecen lavas basálticas explotadas en algunos lugares para obtener grava triturada, recubiertas por tobas limo-arenosas y arenosas de color amarillento. Las lavas de color gris oscuro presentan algunos cristales grandes de color verde (posiblemente olivino) en una matriz afanítica. Estas rocas en algunos lugares se presentan en bloques caóticos, que hacen pensar que se trata del frente de una colada (fig 13.5). Recubren discordantemente a las rocas basálticas, tobas arenosas y limo-arenosas de color amarillento generalmente compactas, que representan las últimas manifestaciones volcánicas que se registraron en la región. Se considera que estas emisiones ocurrieron en el Cuaternario.

c) *Escorias basálticas (Qc)*. El cerro de la Paz, ubicado en la porción oriental de la ciudad, es un cono volcánico formado por escorias basálticas de color rojizo. Estas escorias se explotaron para obtener material para base y revestimiento de carreteras (fig 13.6). En esta loma existe desarrollo urbano.

d) *Depósitos volcánicos y fluviales (Qfa)*. En la casi totalidad de la ciudad de Puebla, se encuentran intercalaciones de tobas volcánicas depositadas en agua y de sedimentos fluviales. Las tobas tienen el mismo origen y las mismas características granulométricas que las que se observan sobre los basaltos, con la diferencia, en este caso, de que están interestratificadas con depósitos de origen fluvio-lacustre que van desde las arcillas hasta cantos rodados (fig 13.7).

Las tobas presentan además una coloración ligeramente más clara con respecto a las que se encuentran sobre los basaltos. Estas tobas son semejantes a los materiales conocidos como "tepetates" en el Valle de México. Sus principales minerales son la plagioclasa, la hornblenda, el cuarzo, los óxidos de hierro y las micas.

Es importante hacer notar, que bajo una gran parte de la ciudad se encuentra una capa de arcilla plástica que en ocasiones aflora y en otras se localiza a una profundidad entre 3 y 4 m. La capa de arcilla no aparece en la porción nororiental de la ciudad donde los arroyos entran a la zona del valle y por lo tanto arrastran materiales más gruesos.

A lo largo de los cauces excavados por los ríos y arroyos, se observan en los cortes algunas capas de grava empacadas en una matriz limo-arenosa (conglomerado). Estas capas tienen una extensión limitada dejando lugar, al alejarse de los cauces, a materiales más finos. Se considera que estos depósitos se formaron en el Cuaternario, contemporáneamente a las emisiones volcánicas antes citadas.

e) *Depósitos de travertino (Qt)*. En la zona existen tres principales afloramientos de aguas sulfurosas templadas que se ubican el primero en la zona conocida como Rancho Colorado, el segundo en la proximidad del cerro de la Paz y el último en Agua Azul. Estas aguas, cargadas de carbonato de calcio, originaron la sedimentación de travertino (fig 13.8).

El travertino es un material calcáreo que se forma alrededor de manantiales y géiseres y que se origina por la precipitación de los materiales disueltos, principalmente carbonatos de calcio, que contiene el agua subterránea, lo cual puede ser causado por un incremento de temperatura, una disminución de la presión, por evaporación o por la acción combinada de estos factores. En las fotografías aéreas solamente se pudieron diferenciar las áreas de afloramiento de estos materiales con precisión en Rancho Colorado y en Agua Azul. Se sabe sin embargo que se encuentran en otras áreas de la ciudad, principalmente en el centro, a profundidades muy

diversas y en estratos de espesores variables. Los travertinos son duros, algo porosos, contienen un poco de arena y presentan una coloración amarillenta (fig 13.9).

f) *Depósitos aluviales (Qal)*. En la porción suoriental del área, en estudio, a lo largo del río Alsesecá, cerca de la Ciudad Universitaria, existen importantes depósitos aluviales constituidos por arenas y arenas limosas sobre los cuales se está desarrollando una colonia popular. Depósitos semejantes existen a lo largo de todos los ríos, algunos de ellos entubados, que atraviesan la ciudad.

13.2.4 Geología estructural

Los principales rasgos estructurales presentes en la región son las fallas y fracturas que se originaron a consecuencia de los movimientos que ocasionaron las emisiones volcánicas en la región. Mooser y otros investigadores (ref 13.2) han estudiado la tectónica de la región definiendo las fallas que se indican en la fig 13.10. Conviene observar además que la ciudad de Puebla se encuentra localizada entre las fallas Zacamboxo y Clarión que pasan de Este a Oeste respectivamente al Norte y al Sur de la misma (ref 13.1). En el área urbana parecen poder inferirse dos fallas adicionales: la primera, de dirección Este-Oeste, une entre sí los cerros de la Paz y de Guadalupe. La dirección de esta línea coincide con un eje que pasa por el Pico de Orizaba y el Popocatepetl, y además por una serie de pequeños conos volcánicos. Es por tanto probable que esta línea, que presenta la misma dirección que el eje Neovolcánico, corresponda a una falla profunda. La segunda falla que se indica en el plano geológico que se muestra en la fig 13.1 tiene una dirección aproximada Norte-Sur y pasa por los manantiales de Rancho Colorado, de Agua Azul y al pie del cerro de la Paz, en la proximidad de los manantiales que se encuentran en esta zona de la ciudad. Es probable que esta línea corresponda a una falla a través de la cual se infiltran las aguas sulfurosas templadas.

13.3 SISMICIDAD

Un estudio reciente ha sido publicado sobre la sismicidad del estado de Puebla (ref 13.1). Este trabajo pone en evidencia la alta sismicidad de la zona, en la cual se han llegado a tener relaciones de daños hasta del grado X de la escala de Mercalli Modificada (1931). Como ilustración de la actividad sísmica en la zona, se reportan en la tabla 13.1 los sismos más importantes registrados de 1940 a la fecha. Entre estos, destaca el ocurrido el 28 de agosto de 1973 que dejó un saldo de aproximadamente 500 muertos en la región y ocasionó daños importantes en monumentos coloniales y construcciones recientes inadecuadamente edificadas. Como lo muestra la carta sísmica del estado de Puebla (fig 13.11), el área urbana de la ciudad se encuentra por su parte en una zona penesísmica dentro de la región. La zona de mayor actividad sísmica dentro del estado se localiza al sur de la ciudad (ref 13.1).

En la ref 13.3 se han definido las velocidades y aceleraciones máximas del terreno asociadas a diferentes periodos de recurrencia para la República Mexicana; a continuación se presentan los resultados correspondientes a la zona de Puebla:

Periodo de recurrencia (años)	Velocidad máxima (cm/s)	Velocidad máxima (cm/s ²)
50	9.5	80
100	15.0	110
500	30.0	180

De acuerdo con la misma referencia, la ciudad de Puebla se localiza aproximadamente en la frontera entre las zonas 1 y 2 de la regionalización sísmica del país propuesta para fines de definición de espectros para diseño sísmico.

13.4 INFORMACION GEOTECNICA RECOPIADA

13.4.1 Consideraciones generales

Fue posible recopilar 50 estudios de mecánica de suelos, con alcances muy diversos, realizados por instituciones públicas o compañías privadas. La lista de estos estudios, de sus autores y de los tipos de sondeos realizados se presenta en la tabla 13.2. Para ilustrar los resultados obtenidos se han preparado por otra parte perfiles estratigráficos representativos de cada estudio, generalmente uno por estudio salvo en áreas muy heterogéneas (figs 13.12 a 13.61). Estos perfiles tienen solamente valor indicativo y sería peligrosos usarlos para el diseño de cimentaciones en predios vecinos, sin datos complementarios. A pesar de la aparente abundancia de información quedan incógnitas importantes sobre el subsuelo de la ciudad de Puebla. En el plano geológico de la fig 13.1 se han localizado en forma aproximada los sitios en los que se realizaron los estudios disponibles; se observa que existen áreas grandes en las que no se cuenta con información geotécnica.

En los incisos que siguen se describen los principales materiales de cimentación encontrados, se indica su localización, se presentan sus características mecánicas y se discuten sus implicaciones geotécnicas.

13.4.2 Depósitos termales

a) *Localización.* La presencia de depósitos termales (travertino) es uno de los rasgos característicos principales de una parte importante de la ciudad incluyendo el centro histórico de la misma. Depósitos de este tipo han sido localizados por lo menos en los estudios 3, 13, 18, 21, 23, 31, 34, 36, 37, 42, 44 y 47. En ocasiones los carbonatos depositados aparecen simplemente como cementantes de una formación de material granular preexistente; en otras, forman por el contrario mantos relativamente homogéneos que pueden tener desde unas cuantas decenas de centímetros hasta más de 10 m de espesor (estudio 31). La zona en la que existen estos depósitos es aproximadamente la señalada en el plano geológico como "Depósitos de travertino"; sin embargo, su extensión es más amplia si se incluyen en ella los sitios en los que estos materiales aparecen a gran profundidad. Debe esperarse encontrarlos en prácticamente todo el centro y en la parte norte-noroeste de la ciudad.

b) *Estratigrafía.* No existe un perfil estratigráfico que pueda considerarse típico de las áreas en las que existen depósitos termales, sin embargo, es común que los estratos de travertino, que se presentan en número y a profundidades muy variables estén intercalados con limos y arcillas arenosas cuya compresibilidad varía de baja (depósitos eólicos volcánicos) a muy alta (arcilla y limos de origen palustre o depósitos eólicos en medio líquido).

Generalmente, el nivel freático se encuentra a 2 m de profundidad, más o menos. Se ha detectado artesianismo bajo estratos profundos de travertino (estudio 18).

c) *Propiedades mecánicas de los depósitos de travertino.* En tres estudios (18, 44 y 47) se reporta la resistencia mecánica de los depósitos francos de travertino obtenida en ensayos de compresión sin confinar. Los resultados correspondientes se presentan en la tabla 13.3. Estos valores deben considerarse con mucha cautela ya que la resistencia de los depósitos de travertino depende de su porosidad y grado de contaminación en suelos. Se observa en particular (estudios 3 y 31) que algunos estratos de materiales limo-arenosos cementados con carbonatos han podido ser perforados con la herramienta de penetración estándar obteniéndose números de golpes del orden de 100 a 300 para 30 cm. Sin embargo, para recuperar muestras inalteradas en este tipo de formación se ha tenido que recurrir generalmente a avance por rotación. En por lo menos un caso (estudio 18) se ha usado con éxito un muestreador tipo Denison, provisto de una broca de tungsteno, avanzando a presión y rotación.

d) *Implicaciones geotécnicas.* La presencia de depósitos termales tiene varias implicaciones para el ingeniero y el constructor:

-El reconocimiento del subsuelo en sitios donde existen estos materiales requiere un cuidado especial. Generalmente, no es admisible la extrapolación de datos obtenidos en predios vecinos. El mayor peligro consiste en considerar como aceptable para el desplante de cimentaciones un estrato de travertino cuyo espesor no haya sido evaluado adecuadamente. Es necesario que los sondeos realizados sean suficientemente profundos para que se disponga de un perfil estratigráfico completo que abarque toda la profundidad en la que los esfuerzos se incrementarán en forma significativa por efecto de la cimentación. El equipo empleado debe ser muy versátil y permitir muestreo mixto y penetración por rotación.

-Las fórmulas usuales de cálculo de capacidad de carga son de aplicación dudosa cuando dentro del subsuelo se presentan estratos de travertino rígido intercalados con materiales más deformables, ya que los mecanismos de falla que estas fórmulas suponen implícitamente no son entonces realistas. Es necesario analizar otros mecanismos, incluyendo la fluencia lateral de estratos blandos, la falla por punzonamiento o flexión de los estratos de travertino, etc. En ocasiones se ha usado la solución de Button (ref 13.4) aplicable a sistemas de dos estratos cohesivos para calcular la capacidad de carga de zapatas o pilotes, considerando los mantos de travertino como puramente cohesivos. En otras, se ha despreciado la resistencia del travertino y solamente se ha tomado en cuenta la repartición de carga que resulta de la transmisión de esfuerzos a través del mismo, evaluada por medio de la fórmula de Boussinesq. En todos los casos, es grande la incertidumbre que afecta las estimaciones analíticas y es usual emplear factores de seguridad de 3 y hasta de 6.

-En los sitios en los que el travertino se encuentra interestratificado con materiales compresibles, el diseño resulta generalmente regido por la magnitud de los asentamientos. La consolidación de estratos compresibles localizados abajo de estratos de travertino cuyo espesor no fue evaluado adecuadamente puede ser fuente de problemas serios, tanto para cimentaciones superficiales como para cimentaciones profundas.

-Si bien la cimentación de estructuras ligeras sobre zapatas resulta en general aceptable en presencia de travertino interestratificado con materiales más compresibles, por el contrario las estructuras pesadas requieren en la mayor parte de los casos cimentaciones costosas. Es frecuente que se tenga que recurrir a cimentaciones a base de pilotes de punta o pilas. Si se usan pilotes, la presencia de estratos o lentes superficiales de travertino obliga generalmente a realizar una perforación previa con barreno helicoidal. En las áreas más compresibles es conveniente tomar en cuenta la fricción negativa que puede desarrollarse en los pilotes y pilas apoyados sobre estratos rígidos de travertino principalmente por efectos de sobrecargas superficiales vecinas. En algunos estudios se ha recomendado no desplantar pilas o pilotes sobre estratos de travertino de un espesor inferior a 2 m.

13.4.3 Escorias basálticas

Estos materiales se encuentran esencialmente en el cerro de la Paz (véase el plano geológico de la fig 13.1), zona residual en la cual existe un gran número de casas individuales cuyas cimentaciones han tenido aparentemente un comportamiento satisfactorio. Las escorias basálticas (tezontle) son arenas y gravas en estado suelto cuya resistencia es alta si se encuentran adecuadamente confinadas. En caso de construirse en esta zona estructuras pesadas sería, sin embargo, necesario tomar en cuenta su compresibilidad, principalmente a consecuencia de la rotura de partículas previsible en este tipo de materiales bajo presiones altas.

13.4.4 Depósitos arcillosos de origen aluvio-palustre

a) *Localización.* En toda el área de la ciudad de Puebla, la existencia de lagunas, pantanos y escurrimientos superficiales, algunos de los cuales existen todavía en la actualidad (fig 13.8) ha propiciado la formación de depósitos de materiales arcillo-limosos de color gris oscuro a negro con alto contenido de materia orgánica. Materiales de este tipo han sido localizados en los estudios 6 a 10, 13, 15, 18, 21, 26, 33, 35, 36, 46 y 48. Llegan a formar mantos potentes en varias zonas: en la cercanía de la avenida Diagonal Defensores de la República, en la unidad habitacional "La Ciénega", a lo largo del Boulevard Héroes del Cinco de Mayo y en la cercanía de la estación de FFCC. Se encuentran además en forma de estratos de poco espesor, superficiales o poco profundos, en prácticamente toda la ciudad, en particular en los fraccionamientos residenciales de la parte sur de la misma.

b) *Estratigrafía.* Los estratos de materiales arcillo-limosos de origen aluvio-palustre están generalmente interestratificados con depósitos aluviales granulares, depósitos eólicos de origen volcánico y con depósitos termales, sin que exista una secuencia típica.

c) *Propiedades índice y mecánicas.* Los materiales arcillo-limosos de origen aluvio-palustre localizados abajo del nivel freático se caracterizan por su baja resistencia y alta compresibilidad y son generalmente fáciles de identificar por el olor característico y la textura fibrosa de la materia orgánica que contienen. Se clasifican generalmente como CL, CH, OH y en ocasiones como turba típica (Pt). Los contenidos de agua de estos materiales son generalmente mayores de 50 por ciento y en las zonas donde forman mantos potentes (estudios 15 y 18) presentan valores típicos de 120 a 180 por ciento con máximos de hasta 425 por ciento. La herramienta de penetración estándar se hincia generalmente por peso propio o con muy pocos golpes. Existen pocos resultados acerca de las propiedades mecánicas de estos suelos. El estudio 18 reporta para muestras con contenido de agua medio del orden de 160 por ciento valores extremos de la cohesión, obtenida en prueba de compresión sin confinar, de 0.08 a 0.37 kg/cm² y valores del coeficiente de compresibilidad a_v , correspondientes a la presión efectiva por peso propio del suelo, de 0.42 a 0.71 cm²/kg.

Los estratos delgados de arcilla limosa orgánica localizados cerca de la superficie y arriba del nivel freático, como ocurre en la parte sur de la ciudad, pueden ser suficientes para ocasionar problemas importantes en construcciones ligeras por su inestabilidad volumétrica. No existen datos adecuados para clasificar la expansividad de estos materiales de acuerdo con los criterios usuales; sin embargo, se sabe de daños importantes ocasionados en pisos de casas individuales construidas en áreas donde afloran estos suelos. (ref 13.5).

d) *Implicaciones geotécnicas.* La presencia de materiales arcillo-limosos de origen aluvio-palustre tiene varias implicaciones para el diseño y construcción de cimentaciones:

- El muestreo de estos materiales, cuando se encuentran abajo del nivel freático, debe hacerse recurriendo a técnicas que minimicen la alteración de las muestras. El tubo Shelby es generalmente el muestreador adecuado.

- Cuando se encuentran interestratificados con suelos de origen diferente, estos materiales son generalmente los que condicionan el diseño de la cimentación por su baja resistencia y alta compresibilidad.

- Cuando estos materiales se presentan en estratos delgados superficiales es necesario identificarlos adecuadamente, evaluar su compresibilidad y expansividad y, en caso necesario, considerar su remoción.

- Cuando se presentan en estratos potentes es generalmente necesario desplantar las estructuras proyectadas sobre cimientos profundos apoyados en materiales más resistentes.

13.4.5 Depósitos eólicos de origen volcánico

a) *Localización.* La proximidad de los volcanes de la Sierra Nevada explica que existan en la ciudad de Puebla mantos importantes de depósitos eólicos de origen volcánico. De hecho, estos depósitos constituyen la matriz dentro de la cual se localizan las otras formaciones y, por tanto, prácticamente todos los estudios pusieron en evidencia materiales de este tipo.

Los suelos de origen volcánico depositados durante erupciones son generalmente materiales limo-arenosos o arena-limosos finos de color café, inorgánicos, que se identifican como tobas, lahares o tepetates cuando se encuentran cementados. Es común que presenten pequeños horizontes de piedra pómez. La alteración de los minerales constitutivos de estos materiales puede dar lugar a la formación de arcillas. Este último factor parece haber tenido gran importancia en Puebla.

b) *Estratigrafía.* Es común encontrar los materiales anteriores como constituyentes únicos del subsuelo; sin embargo, en ocasiones aparecen interestratificados con materiales de otro tipo. Conviene distinguir entre los materiales volcánicos depositados en medio líquido, y generalmente interestratificados con depósitos aluviales, arcillas de origen palustre muy blandas y depósitos termales, y los mismos materiales depositados en zonas secas. En el primer caso las formaciones resultantes son blandas y compresibles; en el segundo son por el contrario resistentes, poco compresibles y en ocasiones fuertemente cementadas.

c) *Propiedades índice y mecánicas.* Los materiales volcánicos depositados en medio líquido (estudios 10, 18, 23 y 24) son generalmente materiales limosos y arcillosos blandos con algo de arena, con contenidos de agua de 30 a 60 por ciento y baja resistencia a la penetración estándar (5 a 15 golpes); su cohesión varía entre 0.10 y 0.60 kg/cm² y el coeficiente de compresibilidad a_v es del orden de 0.15 cm²/kg, para la presión efectiva debida a peso propio del suelo.

Las propiedades de los materiales volcánicos depositados en seco dependen de su estado de compacidad y de su grado de alteración, es decir de su contenido de arcilla. Generalmente estos materiales se encuentran arriba del nivel freático y tienen un contenido de agua comprendido entre 15 y 30 por ciento. En las zonas en las que están poco alterados y se presentan en estado compacto y cementados (tepetates) sus propiedades mecánicas son generalmente excelentes. Las pruebas triaxiales no drenadas dan ángulos de fricción aparentes de 25° a 51° y cohesiones de 2 a 7 kg/cm²; en ensayos de corte directo se obtienen ángulos de fricción interna de hasta 70° con cohesión de 4.4 kg/cm² (estudio 38). Sin embargo, las consideraciones de asentamientos diferenciales impiden aprovechar totalmente estas altas características mecánicas. Por otra parte, es frecuente que existan bolsas y estratos de baja compacidad e inclusive oquedades, intercalados con las capas más resistentes que reducen drásticamente la capacidad de carga del subsuelo. Las pruebas de penetración estándar permiten poner en evidencia este tipo de irregularidades.

Cuando los materiales volcánicos anteriores se encuentran alterados, su contenido de arcilla (CL) aumenta y se observa una reducción importante en la magnitud de sus propiedades mecánicas. Se obtiene una resistencia a la penetración estándar de baja a media. (5 a 20 golpes) con grandes variaciones con la profundidad dependiendo de los porcentajes de arena y gravillas de origen pumfítico que contengan estos materiales (estudio 5). Lo mismo ocurre cuando los limos o arenas volcánicas, poco alterados, se encuentran en estado suelto (estudio 39); sin embargo, en este caso, el ángulo de fricción interna permanece alto ($\phi > 30^\circ$) desapareciendo prácticamente la cohesión.

d) *Implicaciones geotécnicas.* Para el diseño y construcción de cimentaciones sobre el tipo de materiales considerado conviene tomar en cuenta lo siguiente:

- La identificación de un suelo como depósito eólico volcánico no da ninguna indicación en cuanto a su capacidad de carga ya que, como se comentó en los incisos anteriores, esta depende del modo en que se haya formado este depósito, de su grado de alteración, de su compacidad, de su grado de cementación y de su homogeneidad.

- Las exploraciones realizadas para definir el tipo de cimentación de una estructura desplantada sobre este tipo de materiales deben ser numerosas y profundas, principalmente para estructuras pesadas. La presencia de un estrato compacto y cementado superficial no garantiza la ausencia de depósitos sueltos a mayor profundidad.

- Los ensayos de laboratorio realizados con el propósito de determinar las características mecánicas de estos materiales deben hacerse en número suficiente para estimar, además de los valores medios, los intervalos dentro de los cuales pueden variar estas características. Para los suelos arenosos no cementados deben hacerse estimaciones conservadoras del ángulo de fricción a partir de la compacidad relativa de los mismos.

- Los suelos volcánicos poco alterados y cementados constituyen generalmente, a pesar de las restricciones anteriores, excelentes materiales de cimentación. Sin embargo, es conveniente aplicar factores de seguridad altos (4 a 6) a las estimaciones analíticas para tomar en cuenta la heterogeneidad que presentan generalmente estos depósitos y evaluar los asentamientos a los que darán lugar las cargas previstas, previa estimación del módulo de deformabilidad del subsuelo.

- El tipo de cimentación usual en este tipo de materiales es el de zapatas, salvo que los materiales se encuentren en estado muy suelto, presenten una excesiva compresibilidad o se encuentren interestratificados con suelos de otro tipo que rijan al diseño. En algunos casos podrá ser conveniente considerar la compactación artificial de estos materiales si se encuentran en estado suelto.

13.4.6 Depósitos granulares de origen aluvial

a) *Localización.* La ciudad de Puebla está surcada por numerosos arroyos siendo los más importantes el río Atoyac, el río Alseseca, el río San Francisco y el arroyo Xonaca. Estos ríos han formado barrancas profundas a lo largo de las cuales se han depositado materiales aluviales que van desde arcillas hasta gravas y boleas, predominando los materiales granulares. Materiales de este tipo fueron encontrados en los sondeos realizados para los estudios 4, 16, 21, 24, 32 y 35. La información más completa es la relativa al tramo entubado del río San Francisco que corresponde al actual boulevard Héroes del Cinco de Mayo.

b) *Estratigrafía.* Destaca la gran heterogeneidad de estos depósitos aluviales que se presentan en estratos de espesor y compacidad muy variables e interestratificados con arcilla orgánica, rellenos artificiales, suelos pumíticos y depósitos termales. Nuevamente no es posible definir una estratigrafía típica para las áreas en las que se encuentran estos materiales.

c) *Propiedades índice y mecánicas.* Debido a la fuerte irregularidad que existe en la estratigrafía, es generalmente preferible afinar el conocimiento de la misma que determinar en detalle las propiedades índice y mecánicas de un número reducido de muestras mediante ensayos de laboratorio. Además, las muestras inalteradas son de obtención difícil salvo cuando el contenido de finos es suficiente para proporcionar al suelo una cohesión adecuada. Se cuenta con algunos resultados de pruebas triaxiales consolidadas (CU) en materiales areno-arcillosos, obteniéndose inclinaciones de la envolvente de Mohr de 25° a 40° y una cohesión aparente inferior a 1 kg/cm². En materiales arcillo-arenosos y limo-arenosos las inclinaciones resultan de 15° a 30° sin que aumente la cohesión aparente en forma significativa (estudios 32 y 35).

La resistencia a la penetración estándar, que resulta muy variable con la profundidad y con valores en ocasiones muy bajos, es un índice poco válido de la resistencia de estos depósitos debido a la presencia de gravas y boleas y de intercalaciones de arcillas.

d) *Implicaciones geotécnicas.* El desplante de estructuras en la cercanía de los principales arroyos que atraviesan la ciudad plantea un problema generalmente difícil que sólo puede resolverse caso por caso, analizando cuidadosamente la estratigrafía de cada lugar y las propiedades de los diversos materiales encontrados.

13.4.7 Rellenos artificiales

a) *Localización.* Los rellenos artificiales, algunos colocados a principios de siglo y otros más recientemente, abundan en la ciudad de Puebla. En los estudios 6, 7, 8, 16, 19, 21, 25, 26, 35 y 49 se encontraron rellenos superficiales de uno a varios metros de espesor. Estos corresponden principalmente a los rellenos importantes que se colocaron en la barranca del río San Francisco que fue entubado en 1965 para la construcción del boulevard Héroes del Cinco de Mayo. Sin embargo, existen rellenos en otras áreas de la ciudad, principalmente en el centro, donde se realizaron excavaciones para la explotación de arcilla para cerámica que fueron rellenas posteriormente con basuras y detritus. Se sabe que los rellenos de este tipo existen principalmente al pie del cerro de la Paz, del lado oriente del mismo (ref 13.5).

b) *Estratigrafía.* Por razones obvias los rellenos se presentan siempre en la superficie. Los rellenos de la cercanía del boulevard Héroes del Cinco de Mayo sobreyacen materiales aluviales en estados de compacidad muy diversos, materiales arcillosos orgánicos y depósitos termales. Los rellenos correspondientes a explotación de arcilla sobreyacen depósitos termales y volcánicos. Los espesores de relleno son muy variables. En el estudio 21 se reportan espesores de hasta 5.0 m.

c) *Propiedades índice y mecánicas.* Los rellenos, generalmente granulares, están formados por mezclas de materiales diversos de construcción, arena y grava con pocos finos y en proporciones variables. En la parte inferior de los mismos el contenido de suelos finos es mayor. La compacidad de los rellenos es baja, predominando el estado suelto. Las propiedades mecánicas de estos materiales son muy pobres. Sin embargo, algunas construcciones con muros de gran espesor (del orden de 1 m) y de gran altura desplantadas sobre rellenos antiguos no han presentado movimientos diferenciales, probablemente debido a la gran rigidez de los muros (estudio 21).

d) *Implicaciones geotécnicas.* Los rellenos deben considerarse como materiales totalmente inadecuados para desplantar cimentaciones, aun de estructuras ligeras, a menos que sean muy antiguos y sea posible comprobar que sean suficientemente compactos o consolidados. Generalmente es necesario removerlos o desplantar las estructuras sobre cimientos profundos que los atraviesen; en este caso es necesario verificar que los depósitos naturales subyacentes presenten características adecuadas para soportar dichos cimientos.

13.5 ZONIFICACION PRELIMINAR

Como lo muestran los perfiles de las figs 13.12 a 13.61 y las descripciones del inciso anterior, el subsuelo de la ciudad de Puebla presenta una gran variabilidad de un sitio a otro. Proponer una zonificación sólo puede hacerse simplificando al extremo la compleja configuración estratigráfica existente. Teniendo presentes estas restricciones puede ser sin embargo útil señalar que existen en términos generales tres zonas principales en la ciudad de Puebla:

- *Zona compresible.* Esta zona, la más crítica desde el punto de vista del desplante de estructuras, se localiza al norte de la ciudad en áreas actualmente en proceso de urbanización e incluye una extensa superficie localizada alrededor y sobre todo al norte de la avenida

Diagonal Defensores de la República y en una parte de las zonas industriales norte y oriente. La presencia de depósitos orgánicos y ólicos sueltos hace que en esta zona la capacidad de carga sea baja y la compresibilidad alta.

- Zona de depósitos termales. Esta zona, que coincide con el centro de la ciudad, se caracteriza por la presencia de estratos de travertino intercalados con materiales de compresibilidad media que plantean un problema geotécnico poco usual desde el punto de vista del reconocimiento del subsuelo y del diseño de cimentaciones. Sería útil establecer criterios de diseño específicos para esta zona después de un estudio más profundo de sus características.

- Zona de tobás. Esta zona, la más extensa, cubre áreas importantes al norte (lomas de Loreto y del Cinco de Mayo, parte extrema norte de la ciudad) y sobre todo al sur de Puebla (Ciudad Universitaria, fraccionamientos Villa San Pablo, San Manuel, Mayorazgo, Bugambilius, etc.). Es una zona de características geotécnicas generalmente buenas con excepción de los problemas que puede inducir localmente la presencia de zonas de baja compacidad y de materiales expansivos.

Superponiéndose a esta zonificación general existen además áreas de características locales muy particulares siendo las principales las de depósitos aluviales a lo largo de los principales ríos que cruzan la ciudad, las de escorias basálticas, las de rocas basálticas y calcáreas y las de rellenos artificiales.

13.6 ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS RECOMENDADOS

13.6.1 Estudios geológicos

Parece necesario un estudio más amplio y más preciso de la geología de la ciudad de Puebla y de su periferia con objeto de definir con mayor claridad los límites de los afloramientos de las diferentes formaciones existentes, principalmente en las áreas de expansión probable de la ciudad. Se carece por ejemplo totalmente de información respecto a la geología de las zonas localizadas en la margen derecha del río Alseseca y en las partes extremas sur y norte de la ciudad.

13.6.2 Estudios geotécnicos

Para una planeación adecuada del desarrollo de la ciudad resultaría de utilidad complementar la información existente con datos relativos a las áreas de futuro desarrollo de la misma localizadas principalmente al norte y al sur del área urbana actual. Así, convendría delimitar dentro de las zonas no urbanizadas localizadas al norte de la ciudad las áreas de subsuelo muy compresible donde la edificación de estructuras implica costos altos de cimentación. Como primer paso hacia esta meta se considera necesario obtener datos relativos a la configuración topográfica de estas zonas, datos con los que no se pudo contar para el presente estudio. La existencia de depresiones, pequeños lagos y pantanos constituye en efecto una buena guía para la identificación de áreas compresibles. Obtenida esta información, convendría realizar sondeos de aproximadamente 10 m de profundidad en las áreas así localizadas con objeto de evaluar las características del subsuelo. Estos sondeos deberán ser de

tipo mixto con obtención de muestras inalteradas en materiales cohesivos y medición de la resistencia a la penetración estándar en materiales granulares. La localización de estos sondeos (tentativamente del orden de ocho) se fijará después de revisar los datos topográficos y de recorrer la zona. Las pruebas de laboratorio a realizar se definirán en función de la estratigrafía encontrada.

En la parte sur de la ciudad se recomienda obtener en la misma forma la configuración topográfica general y realizar pozos a cielo abierto con objeto de localizar materiales potencialmente inestables (en particular arcillas expansivas) y determinar sus propiedades en el laboratorio. Se estima que un número de diez pozos podría ser adecuado.

13.6.3 Características dinámicas del subsuelo

Con objeto de poder determinar las características dinámicas del subsuelo para su uso en especificaciones reglamentarias relativas a diseño sísmico, se recomienda efectuar reconocimientos geofísicos para medir la velocidad de propagación de ondas longitudinales y transversales en cada una de las zonas definidas en el inciso 13.5. Se emplearán métodos de prospección vertical (ref 13.6) y de prospección horizontal. Se prevé que la interpretación de los resultados de estas pruebas resultará muy delicada en presencia de estratos de travertinos interstratificados con materiales más deformables. Las muestras de materiales cohesivos obtenidos deberán someterse a pruebas dinámicas en el dispositivo de columna resonante a torsión (ref 13.7).

13.7 REFERENCIAS

- 13.1 J. Figueroa, Sismicidad en Puebla; macrosismo del 28 de agosto de 1973, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe No 343, México, D. F. (oct 1974)
- 13.2 F. Mooser y Seele, Tectónica del Valle de Puebla, *Geofísica Internacional*, Vol 12, No 2 (1972)
- 13.3 L. Esteva, Regionalización sísmica de México para fines de Ingeniería, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe No 246, México, D. F. (abr 1970)
- 13.4 E. Juárez Badillo y A. Rico, Mecánica de suelos, Tomo II, editado por *Revista Ingeniería*, México, D. F. (1962)
- 13.5 R. López Bretón, comunicación personal, Universidad de Puebla
- 13.6 E. Shima, M. Yanagisawa and A. Allam, Experimental study on generation and propagation of S-waves: IV. S-wave prospecting by means of well shooting, *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, Vol 46, Tokyo (1968), 517-528
- 13.7 J. L. León y A. Rábago, Un aparato de columna resonante a torsión, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, informe interno (abr 1974)

TABLA 13.1 SISMOS MAS IMPORTANTES REGISTRADOS EN PUEBLA DE 1940 A 1973

Día	Mes	Año	Magnitud Richter	Intensidad Mercalli	Observaciones
15	04	1941	7	V	Intensidades V en Puebla, III y IV en Veracruz, según isosistas
09	11	1956	6.3	V	Intensidad V en Puebla y Veracruz, según isosistas
28	07	1957	7.5	V	Intensidades V en Puebla; III y IV en Veracruz, según isosistas
15	11	1957	4.6	VI	Intensidad VI en la región epicentral 18.816°N y 97.466°W
19	08	1958	4.2	VI	Intensidad VI en la región epicentral 18.816°N y 97.466°W
24	05	1959	6.8	VII	Intensidades VII en Puebla, III a VI en Veracruz, según isosistas
26	08	1959	6.5	VIII	Intensidades VIII en Veracruz, V y IV en Puebla, según isosistas
06	07	1964	6.5	IV	Intensidades IV en Puebla, III en Veracruz, según isosistas
23	08	1965	7	V	Intensidades III a V en Puebla y Veracruz, según isosistas
09	12	1965	6.8	V	Intensidades V y IV en Puebla, III en Veracruz, según isosistas
11	03	1967	5.5	VIII	Grado VIII en Dos Bocas, Jamapa, Mandinga y Medellín en las vecindades del Puerto de Veracruz
02	08	1968	6.5	V	Intensidades III a V en los estados de Puebla y Veracruz, según isosistas
25	09	1968	6	III	Sur de Veracruz con grado III, según isosistas
29	04	1970	6	III	Sur de Veracruz con grado III, según isosistas
29	04	1970	5.5	III	Sur de Veracruz con grado III, según isosistas, repetición del anterior
30	01	1973	6.7	V	Intensidades III a V en los estados de Veracruz y Puebla, según isosistas
28	08	1973	7	VIII	Ampliamente sentido en 400,000 km ² del centro y sureste de México, según isosistas. Daños mayores en el área epicentral correspondiente al foco N° 359 de la Carta Sísmica de la República Mexicana, referencia cuya profundidad es de 80 km y sus coordenadas son: 18.816°N y 97.466°W, según isosistas. Los mayores efectos se sintieron en los estados de Puebla, Oaxaca y Veracruz.

TABLA 13.2 CATALOGO DE SONDEOS

Estudio	Nº de identificación	Localización	Realizado por	Tipo de sondeo	Prof. máxima explorada, m	Fig	NF m
Central Telefónica "San Miguel"	1	Calle Río Bravo entre Av. San Francisco y Av. San Ignacio	Ingeniería Experimental (mar 1970)	1 SPE	7.20	13.12	---
Central Telefónica	2	Calle Sur 5, entre Poniente 23 y Poniente 25	Ingeniería Experimental (ene 1968)	1 SPE	4.75	13.13	---
Comercial Mexicana	3	Av. 19 Poniente entre Calle 5 Sur y Calle 7 Sur	Ingeniería Experimental (jun 1967)	3 SPE 3 PCA	6.00	13.14	---
Predio particular	4	Carretera México-Orizaba. Fraccionamiento Industrial Resurrección	Ingeniería Experimental (jul 1970)	6 PCA	2.50	13.15	---
Tecnológico Regional de Puebla	5	Cerca del estadio Cuauhtémoc. Rancho San José Maravilla	Ingeniería Experimental (jun 1970)	4 SPE 10 PCA	12.75	13.16	---
Obra vial	6	Cruce de Av. Héroes del Cinco de Mayo y 14 Oriente	Geosol (may 1969)	4 SPE	17.00	13.17	4.00 a 6.00
Obra vial	7	Cruce de Av. Héroes del Cinco de Mayo y Av. M. A. Camacho	Geosol (may 1969)	2 SPE	23.50	13.18	3.00 a 4.00
Obra vial	8	Cruce de Av. Héroes del Cinco de Mayo y Av. 2 Oriente	Geosol (may 1969)	2 SPE	20.00	13.19	2.80 a 3.50
Tecnológico de Puebla CAPFCE	9	Nueva carretera Cholula-Puebla y carretera Santa-Cruz-Las Animas	Geotec (dic 1966)	4 SPE con avance a rotación	10.50	13.20	2.00 a 4.35
Subestación "Norte"	10	Cerca carretera Puebla-Tlaxcala	CFE (sep 1970)	4 SPE*	5.00	13.21	>5.00
Subestación "Bugambillas"	11	Col. Granjas del Sur. Calle 16 de Septiembre	CFE (dic 1972)	4 SPE*	3.00	13.22	>3.00
Subestación "Oriente"	12	---	CFE (jun 1969)	3 SPE*	4.00	13.23	---
Planta termoeléctrica	13	Av. 18 Poniente, Camino a San Felipe y Calle 17 Norte	CFE (ago 1949 y dic 1972)	2 sondeos con pala de postear y barretón 3 SPE	20.00	13.24	2.50 a 3.00
Terminal de almacenamiento de productos	14	Av. 42 Poniente	PEMEX (jun 1966)	2 PCA	4.80	13.25	---
Oficinas CFE Receptora de Puebla	15	Diagonal Defensora de la República	CFE (dic 1968)	2 SPE* y barretón	5.50	13.26	1.30
Guardería infantil	16	Boulevard Héroes de la República y Calle 2 Norte	Solum (dic 1973)	2 PCA	1.50	13.27	>1.50
Planta Condomex, S.A. Proyecto ALFA	17	Autopista Puebla-Orizaba	Solum (abr 1971)	1 SM (Denison) 3 PCA	15.50	13.28	3.10 a 3.60
IMSS. Hospital de Ginecología	18	29 Norte y 10 Poniente	Solum (may 1970)	6 SM (Shelby y Denison) 5 PCA	45.35	13.29	2.25 a 2.85
Guardería infantil	19	Calle 26 Poniente No 1109	Solum (dic 1973)	1 PCA	1.75	13.30	>1.75
Guardería infantil	20	Calle 3 Poniente entre Calles 25 y 27 Sur	Solum (dic 1973)	2 PCA	1.70	13.31	1.50
Clínica IMSS	21	Héroes del Cinco de Mayo y Av. 9 Oriente	Geotec (dic 1971)	4 SM (rotación BX) 4 PCA	20.25	13.32	2.00 a 3.00
Predio particular (jun 1970)	22	Fraccionamiento Resurrección. Calles Resurrección Sur y Poniente	Ingeniería Experimental	2 SPE 3 PCA	11.50	13.33	---
Predio particular	23	Poniente 3 entre Calles 3 y 5 Sur	Ingeniería Experimental (feb 1971)	1 SPE (y rotación) 1 PCA	8.75	13.34	4.45
Planta de Chiclets ADAMS, S.A. (ene 1973)	24	Carretera México-Veracruz	Ingeniería Experimental	4 SPE 2 PCA	12.00	13.35	---
Edificio (feb 1968)	25	Av. 2 Poniente No 1309	Ingeniería Experimental	2 SPE 1 PCA	5.00	13.36	2.75
Obra vial	26	Av. Héroes del Cinco Mayo y Calle 25 Ote.	Geosol (abr 1969)	2 SPE	21.00	13.37	3.50
Peso superior sobre PFCC	27	Carretera Puebla-Tlaxcala. Entronque Tlaxcala-Diagonal Defensores de la República	Geosol (nov 1972)	2 SPE	14.70	13.38	7.00

TABLA 13.2 CATALOGO DE SONDEOS (Continuación)

Estudio	Nº de identificación	Localización	Realizado por	Tipo de sondeo	Prof. máxima explorada, m	Fig	NF m
Cruce arroyo Alseseca	28	Carretera México-Tehuacán. Entronque Ciudad Satélite-Héroes del Cinco de Mayo	Geosol (nov 1972)	1 SPE 2 PCA	14.20	13.39	7.00
Centro Comercial	29	Diagonal de Zaragoza y Prol. 14 Sur	DIRAC GHI (73071)	2 SPE 4 PCA	11.50	13.40	>11.50
Colonia para oficiales del ejército (sep 1963)	30	---	DIRAC Ob. 1366-M	8 PCA	1.80	13.41	---
SSA	31	Av. 25 Poniente y 13 Sur	Solum (may 1963)	3 SPE 2 PCA	20.00	13.42	---
Planta de PVC	32	Carretera al pueblo La Resurrección y Vía Férrea Puebla-Oaxaca	Solum (ene 1967)	8 SPE 5 PCA	15.00	13.43	2.60 a >15.00
Proyac -Obras de Defensa Desvío del arroyo Xonaca	33	Calle Puerto Príncipe y prolongación hasta arroyo Xonaca	Solum (ene 1965)	8 SPE	14.50	13.44	2.61 a 9.00
Predio particular	34	Calles Reforma y 7 Sur	ICA (feb 1956)	1 PCA	5.20	13.45	---
Proyac -Calz. San Francisco	35	Del fraccionamiento Las Palmas a Av. 42 Poniente a lo largo del Boulevard Héroes del Cinco de Mayo	Solum (ago 1964)	30 SPE 14 PCA 21 SPC	17.00	13.46	1.27 a 6.38
Predio particular (1973)	36	Calles 9 Norte y 48 Pte.	Sondeos Roldán	3 SPE	25.00	13.47	1.10
Predio particular	37	Diagonal Defensores de la República y 8 Pte.	Sondeos Roldán (ene 1973)	3 SPE	3.00	13.48	>3.00
Planta Yeso Panamericano (jul 1968)	38	Carretera Puebla-Cuautlancingo	De Pablo Girault	4 SM (Shelby)	15.00	13.49	6.00
Planta Monsanto Mexicana, S. A.	39	Zona Industrial Oriente, cerca autopista México-Puebla	LIAC (ago 1965)	3 SPE 5 PCA	15.00	13.50	>15.00
Clínica Hospital ISSSTE	40	Fracc. Villa San Pablo Boulevard 14 Sur	Geotec (feb 1974)	3 SPE 4 PCA	16.29	13.51	2.50
Planta y silos de la Harinera "El Paraíso"	41	Av. 82 Poniente	LIAC	---	35.00	13.52	---
Clínica No 1 del IMSS	42	Calles 11 Norte y 13 Poniente	LIAC	4 perforaciones con equipo de mano (broca helicoidal y pulseta) +1 PCA	4.00	13.53	---
Edificio Oficinas IMSS	43	Calle 7 Norte y 2 Pte.	LIAC (1961)	1 PCA	3.50	13.54	---
Predio particular	44	Av. 2 Poniente No 909	ICA (jun 1953)	2 PCA	7.50	13.55	2.30 a 2.70
Predios particulares	45	Jardines de San Manuel Boulevard 14, 18 y 24 Sur y Calle Río Papagayo	DIRAC	4 PCA	>0.50	13.56	---
Excavación para colector (1974)	46	Col. San Baltasar	Instituto de Ingeniería	1 PCA	5.00	13.57	>5.00
Edificio de 11 pisos	47	Calle 2 Oriente No 6	CORR (1968)	2 SM	20.00	13.58	4.00
Unidad Habitacional INFONAVIT "La Ciénega"	48	NE de la ciudad	Depto. Geotecnia, DGST, SOP (mar 1974)	12 PCA 4 SPE	14.00	13.59	4.20
Estadio Cuauhtémoc	49	Unidad Deportiva cerca autopista a Orizaba	CORR (feb 1970)	3 SPE 3 PCA	30.00	13.60	>30.00
Sucursal CONASUPO	50	Boulevard Mártires de Río Blanco. Lotes 1 y 2, Manz. 4, Parque Industrial Cinco de Mayo	Depto. Geotecnia, DGST, SOP (sep 1973)	3 PCA	2.00	13.61	>2.00

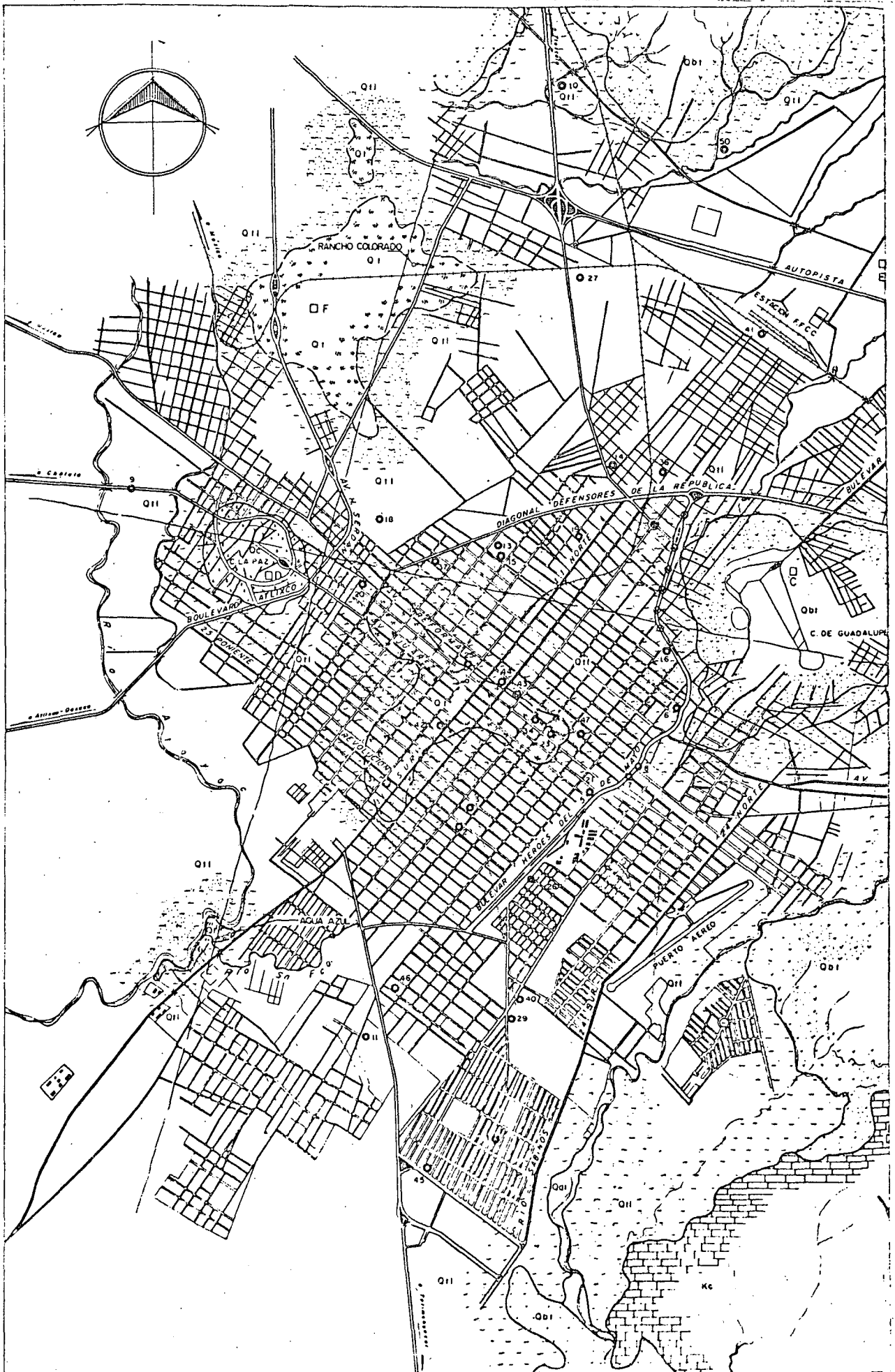
Notaciones:

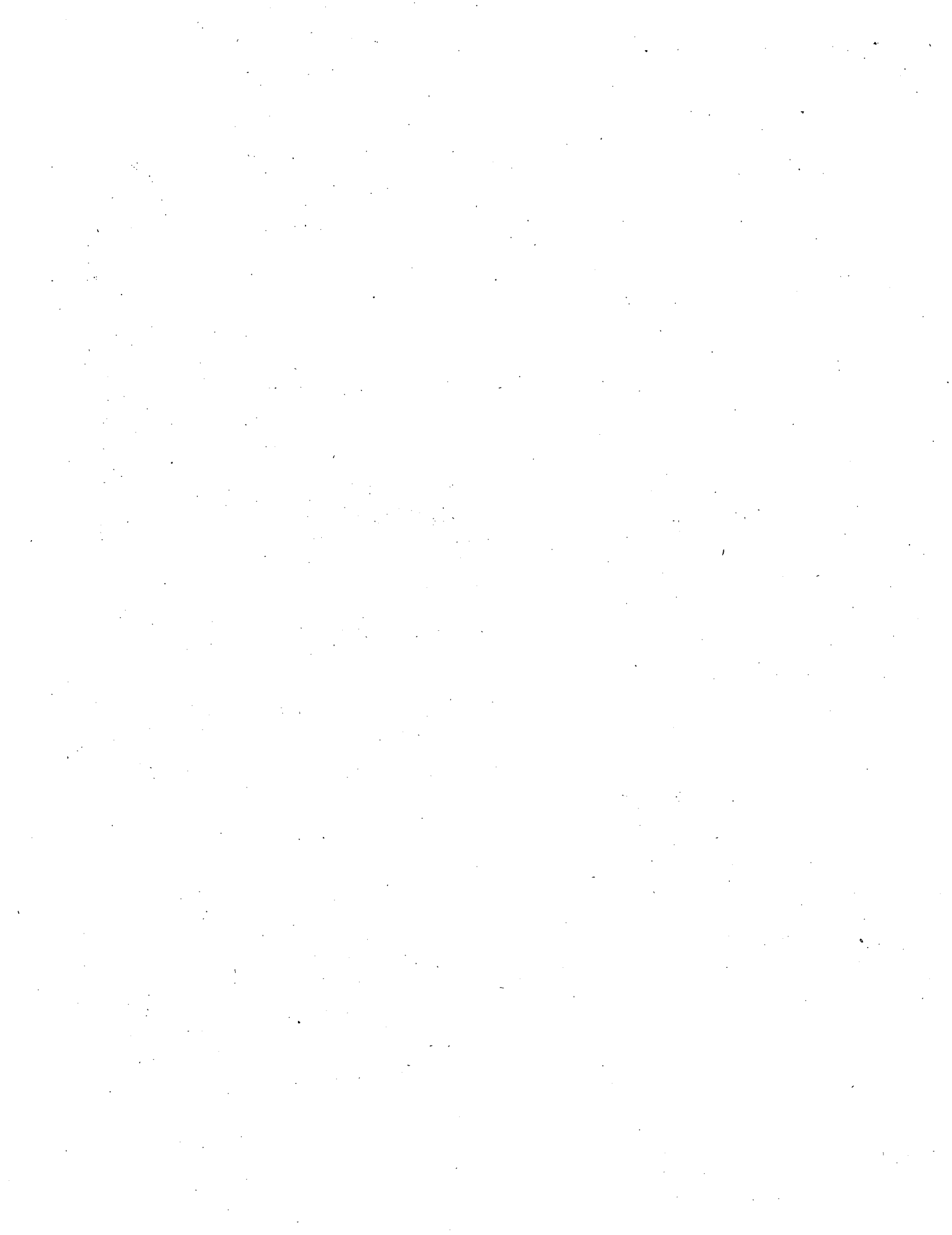
PCA pozo a cielo abierto
SPE sondeo de penetración estándar
SM sondeo mixto
SPC sondeo de penetración con cono
NF nivel freático

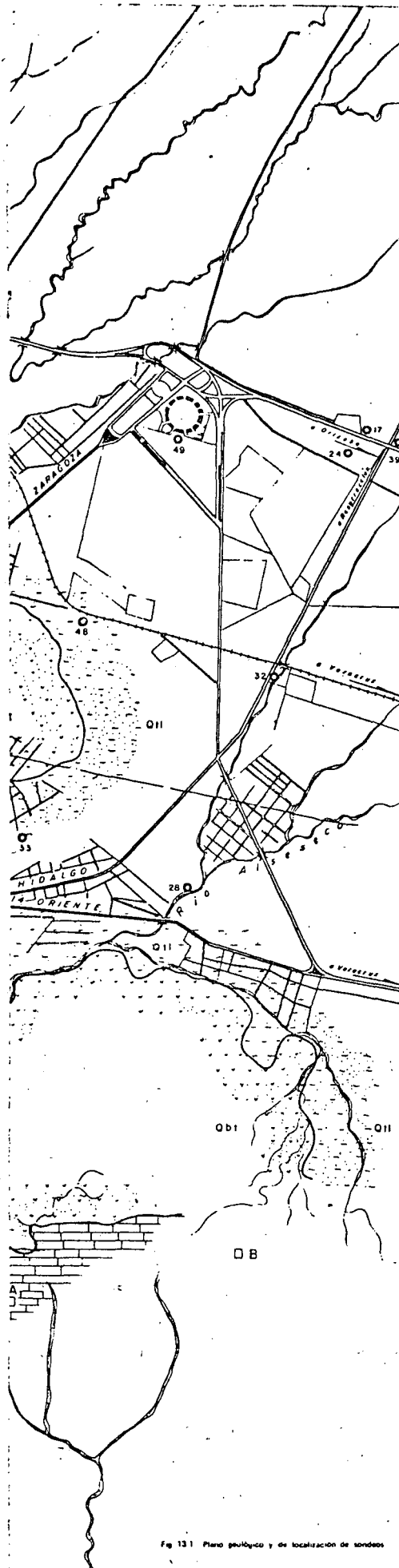
• Avance con postcadura

TABLA 13.3 RESISTENCIA AL CORTE DEL TRAVERTINO

Estudio	Prof. m	Resistencia a la compresión sin confinar, kg/cm ²	Peso volumétrico, kg/m ³ , o absorción
18	22.45	152.40	2,165
	22.45	144.30	2,145
	23.20	171.40	2,479
	23.40	357.90	2,433
42	2.00	130.00	---
44	de 0.00	448.00	roca sana
	a	448.00	roca sana
	1.80	287.00	roca cavernosa
47	6.00	300.00	Absorción 2.2% aprox. en todas las muestras
	6.50	340.00	
	7.50	345.00	
	8.50	350.00	
	9.00	120.00	
	10.00	97.00	
	11.00	99.00	
	11.80	350.00	
	6.20	120.00	Abs. 6.8%
	7.00	170.00	
	7.25	390.00	Abs. 2.0%
	8.00	435.00	Abs. 3.5%
	8.30	400.00	
	8.70	320.00	Abs. 2.0%
9.80	200.00	Abs. 4.0%	







S I M B O L O S

- Q I Depositos de travertino
- Q O I Depositos aluviales (arenas y limos)
- Q II Depositos de cenizas volcanicas empujadas con depositos fluviales (arcillas, arenas limosas y gravas con interstratificaciones de capas de gravas)
- Q B I Basaltos y tefos limosos
- Q c Escorias basalticas (cono volcanico)
- K c Calizas
- Contacto geológico; con linea interrumpida donde esta interrumpido
- Falla intarido
- Monumento de aguas sulfureas

- LOCALIZACION ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
- 1 CENTRAL TELEFONICA SAN MANUEL
- 2 CENTRAL TELEFONICA
- 3 COMERCIAL MEXICANA
- 4 FRACC INDUSTRIAL RESURRECCION
- 5 TECNOLOGICO REGIONAL DE PUEBLA
- 6 CRUCE DE AV. HEROES DEL 5 DE MAYO DEL S DE MAYO
- 7 CRUCE DE AV. HEROES DEL 5 DE MAYO CON AV. MARINHO AVILA CANACHO
- 8 CRUCE DE AV. HEROES DEL 5 DE MAYO CON AV. 2 ORIENTE
- 9 TECNOLOGICO DE PUEBLA
- 10 SUBESTACION "NORTE"
- 11 SUBESTACION "BUENAVISTA"
- 12 SUBESTACION "ORIENTE"
- 13 PLANTA TERMOCLECTRICA DE PUEBLA
- 14 TANQUES DE ALMACENAMIENTO
- 15 OFICINAS C.F.E.
- 16 GUARDERIA INFANTIL
- 17 PLANTA DE CONDUMEX EN PUEBLA
- 18 I.M.B.S. PUEBLA
- 19 GUARDERIA INFANTIL
- 20 GUARDERIA INFANTIL
- 21 CLINICA I.M.B.S.
- 22 FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL RESURRECCION
- 23 CENTRAL TELEFONICA
- 24 AMPLIACION DE LA PLANTA DE CHILES ADAMS
- 25 EDIFICIO
- 26 CRUCE DE AV. HEROES DEL 5 DE MAYO CON CALLE 5 DE ORIENTE
- 27 PASO SUPERIOR SOBRE F.C.
- 28 CRUCE DEL ARROYO "ALBESCA" PUENTE
- 29 CENTRO COMERCIAL
- 30 COLONIA PARA OFICIALES DEL EJERCITO
- 31 S.B.A. PUEBLA
- 32 PLANTA DE P.V.C.
- 33 DESVIO DEL ARROYO KONAGA
- 34 EDIFICIO
- 35 EMBOVEDAMIENTO DEL RIO SAN FRANCISCO Y ARROYO KONAGA
- 36 PREDIO PARTICULAR
- 37 PREDIO PARTICULAR
- 38 PLANTA DE YESO PANAMERICANA
- 39 MONSANTO MEXICANA, S.A.
- 40 CLINICA HOSPITAL I.S.S.S.T.E.
- 41 PLANTA Y BLOS DE LA HERRERIA "EL PARAISO"
- 42 CLINICA N° 1 DEL I.M.B.S.
- 43 OFICINAS I.M.B.S.
- 44 PREDIO PARTICULAR
- 45 FRACCIONAMIENTO
- 46 COLECTOR
- 47 EDIFICIO DE 11 PISOS
- 48 UNIDAD HABITACIONAL "LA CIENEGA"
- 49 ESTADIO CUANTEMOC
- 50 SUCURSAL CONASUPO
- 44 SITIOS NO INDICADOS EN EL PLANO
- ⊙ SERIE DE POZOS A LO LARGO DEL BULEVAR HEROES DEL 5 DE MAYO
- FOTOGRAFIAS
- A - FIG 13.3
- B - FIG 13.4
- C - FIG 13.5
- D - FIG 13.6
- E - FIG 13.7
- F - FIG 13.8

ESCALA GRAFICA APROXIMADA



PUEBLA

PLANO GEOLOGICO
Y DE LOCALIZACION
DE SONDEOS

Fig 13.1 Plano geológico y de localización de sondeos

194







16/1/71

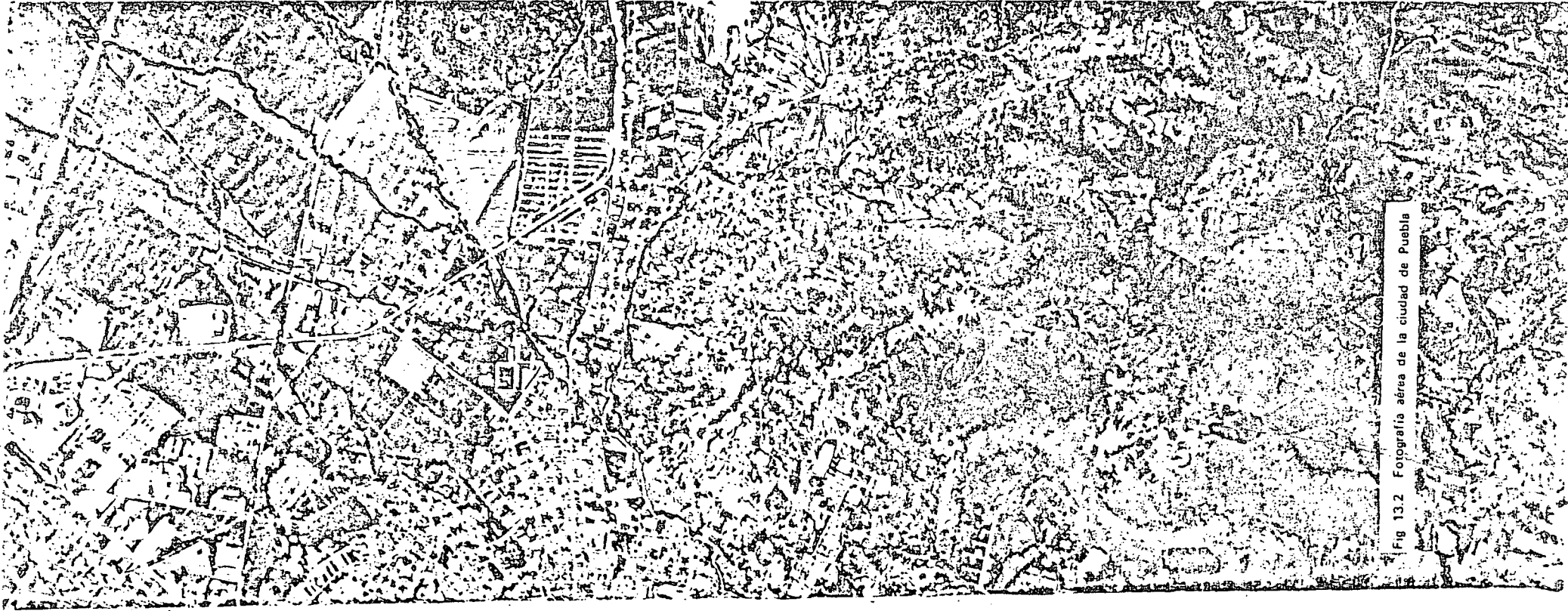


Fig 13.2 Fotografía aérea de la ciudad de Puebla



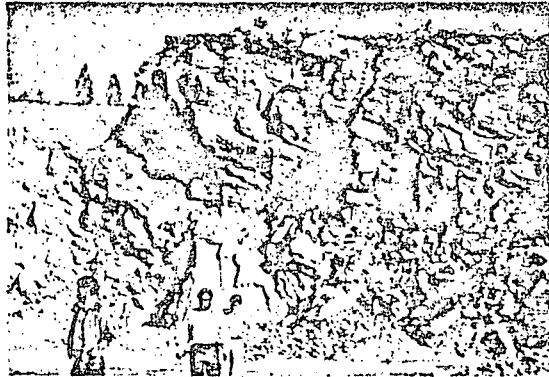


Fig 13.3 Afloramiento de calizas (Kc) en la parte SE de la ciudad



Fig 13.4 Caliza recristalizada y metamorfizada en la parte SE de la ciudad.



Fig 13.5 Basalto (Obt) en las lomas de Loreto



Fig 13.6 Cono de escorias basálticas Qc (Cerro de La Paz)



Fig 13.7 Depósitos volcánicos y fluviales (Qfa)

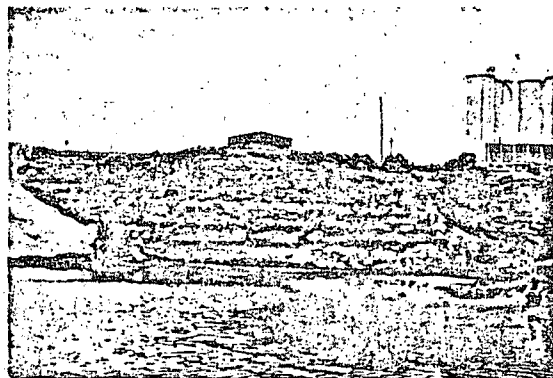


Fig 13.8 Depósitos de travertino (Qt) en Rancho Colorado

Ticun/20

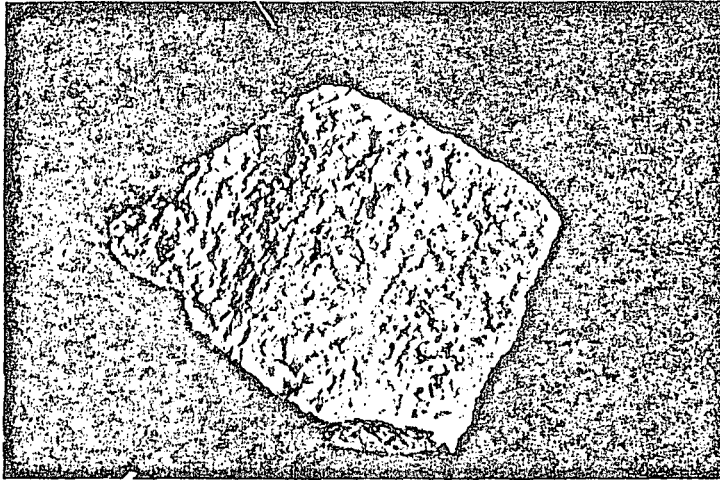


Fig 13.9 Fragmento de travertino

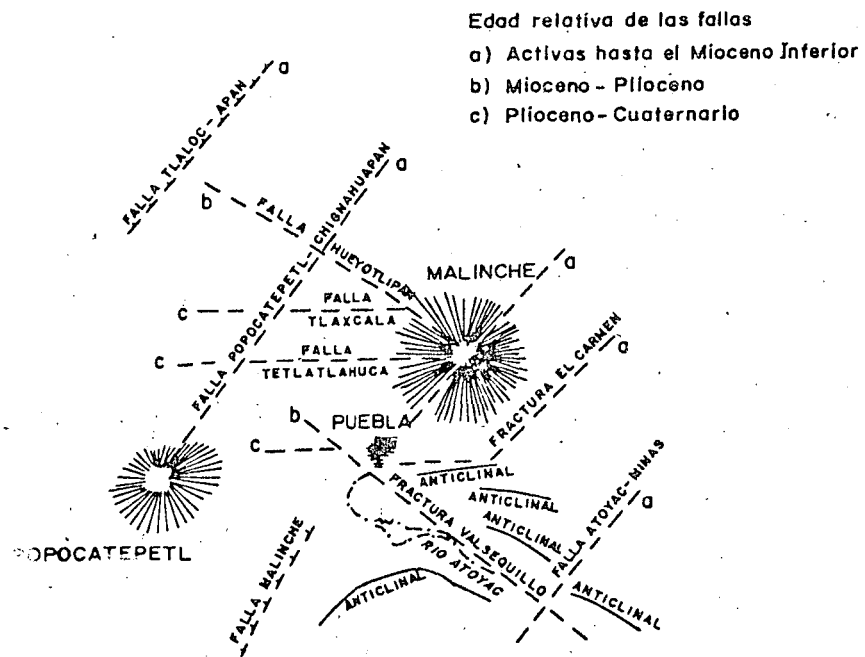
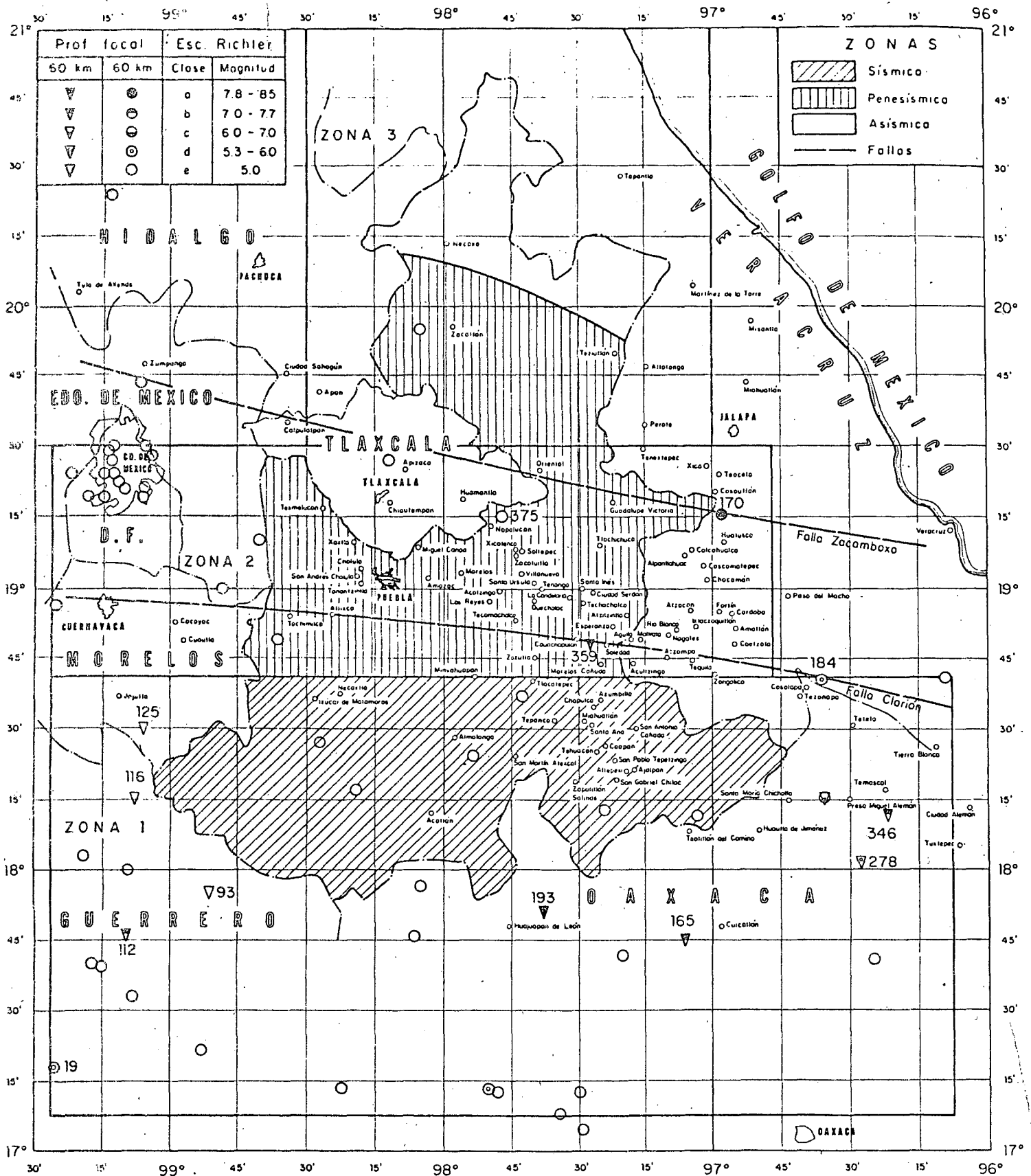


Fig 13.10 Tectónica del valle de Puebla



CARTA SISMICA DEL ESTADO DE PUEBLA
(Datos hasta octubre de 1974 J. Figueroa A. I.I.)

Fig 13.11 Carta sísmica del estado de Puebla (datos hasta octubre de 1974, ref 13.1)

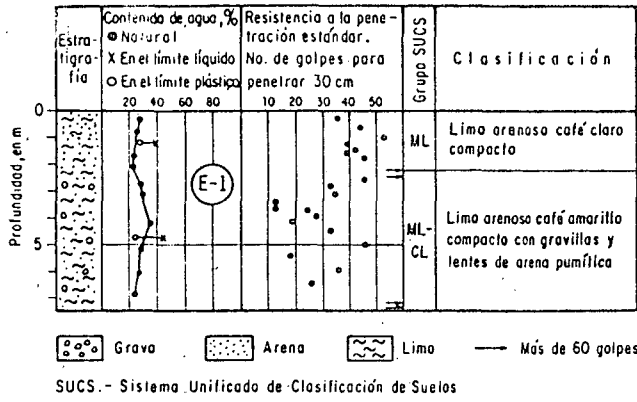


Fig 13.12 Perfil estratigráfico. Estudio 1. Central Telefónica San Manuel

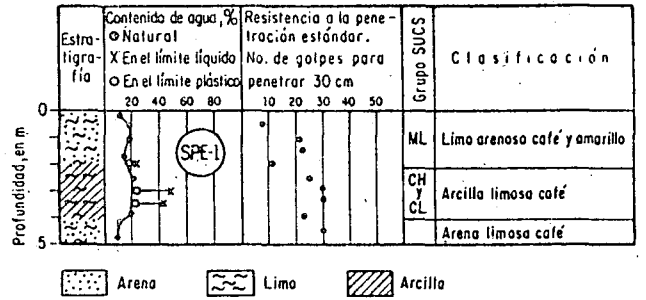


Fig 13.13 Perfil estratigráfico. Estudio 2. Central Telefónica

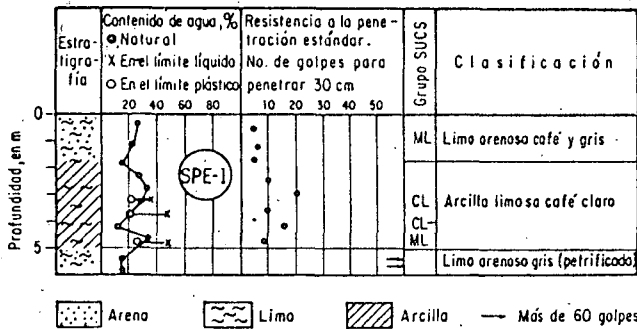


Fig 13.14 Perfil estratigráfico. Estudio 3. Comercial Mexicana

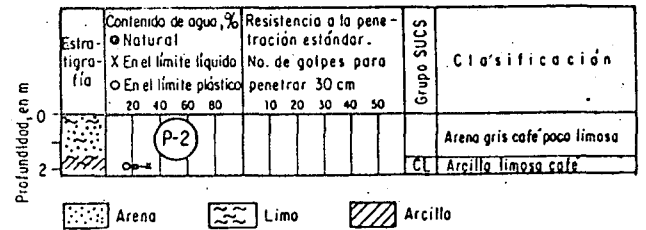


Fig 13.15 Perfil estratigráfico. Estudio 4. Fraccionamiento Industrial Resurrección

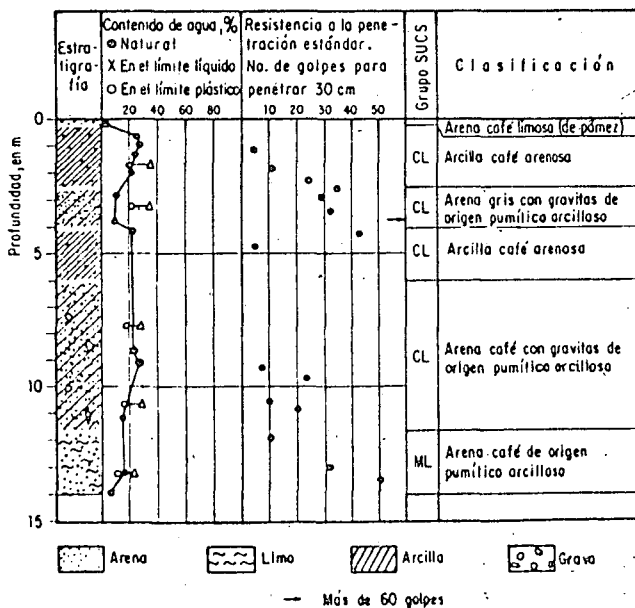


Fig 13.16 Perfil estratigráfico. Estudio 5. Tecnológico Regional de Puebla

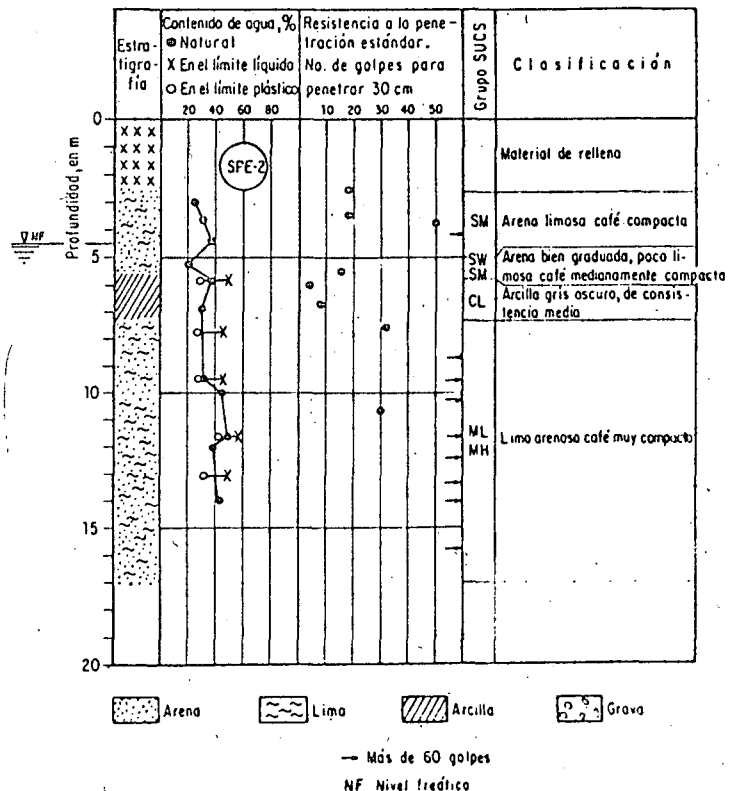


Fig 13.17 Perfil estratigráfico. Estudio 6. Av. Héroes del Cinco de Mayo y 14 Oriente

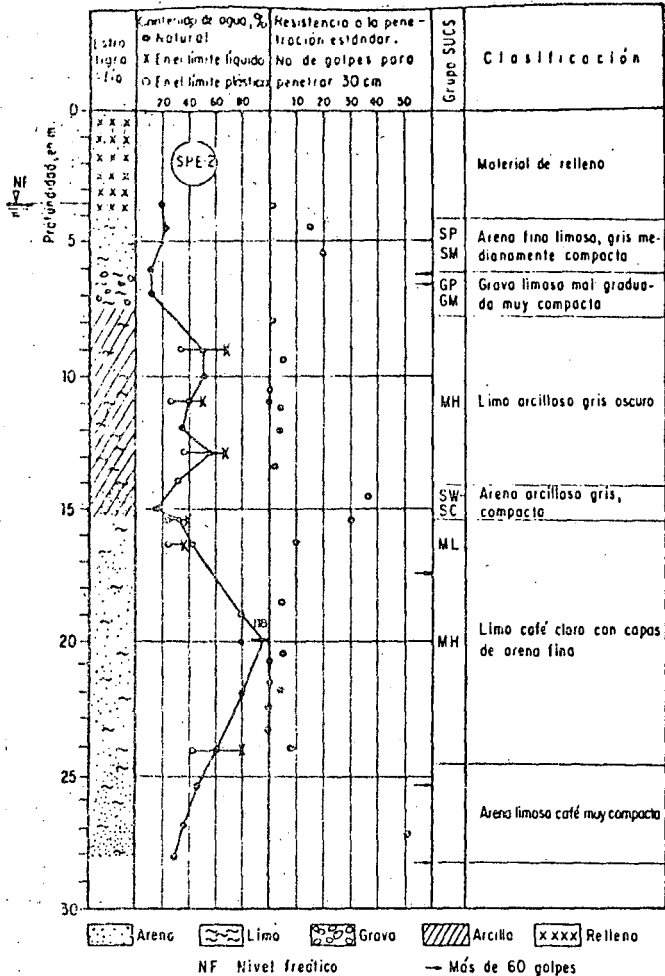


Fig. 13.18 Perfil estratigráfico. Estudio 7. Av. Héroes del Cinco de Mayo y Av. Maximino A. Camacho

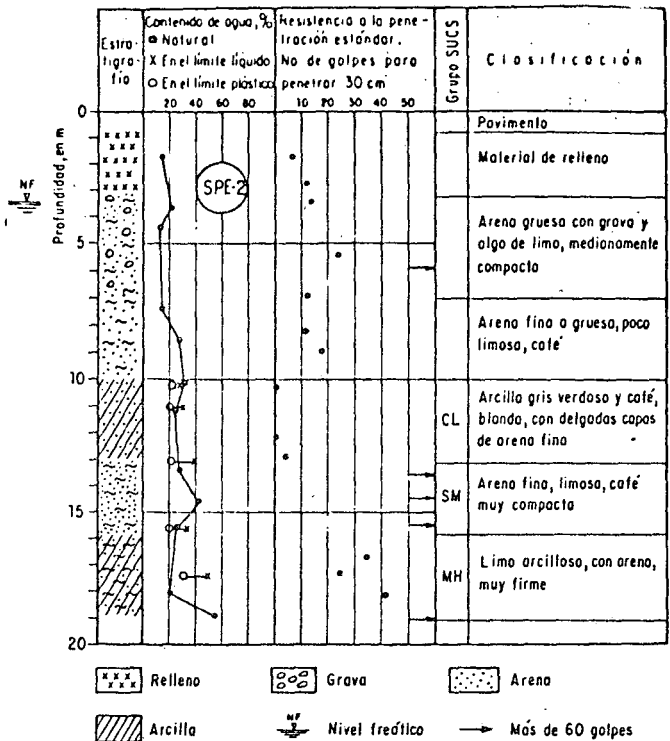


Fig. 13.19 Perfil estratigráfico. Estudio 8. Av. Héroes del Cinco de Mayo y 2 Oriente

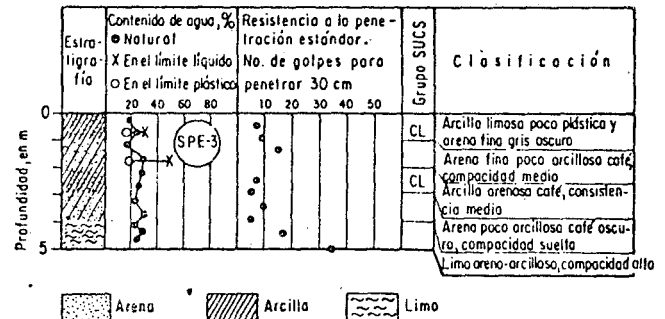


Fig. 13.21 Perfil estratigráfico. Estudio 10. Subestación Norte CFE

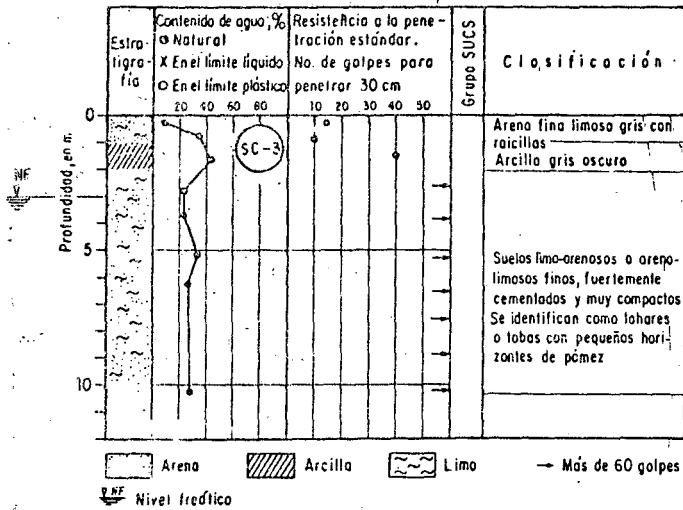


Fig. 13.20 Perfil estratigráfico. Estudio 9. Tecnológico de Puebla

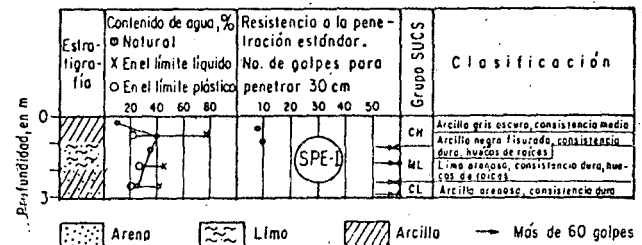


Fig. 13.22 Perfil estratigráfico. Estudio 11. Subestación Bugambillas CFE

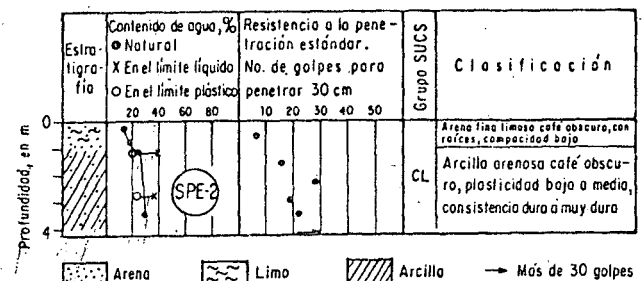


Fig. 13.23 Perfil estratigráfico. Estudio 12. Subestación Oriente CFE

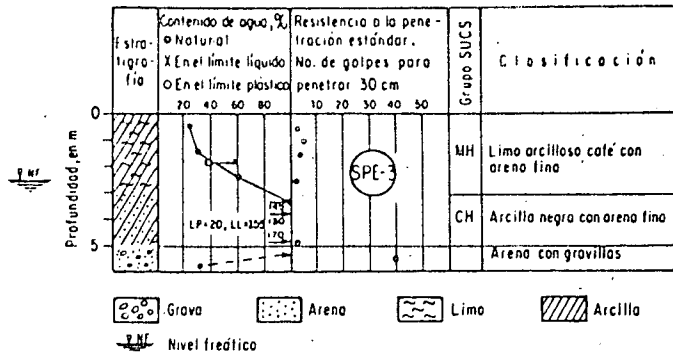


Fig 13.24 Perfil estratigráfico. Estudio 13. Planta Termoeléctrica

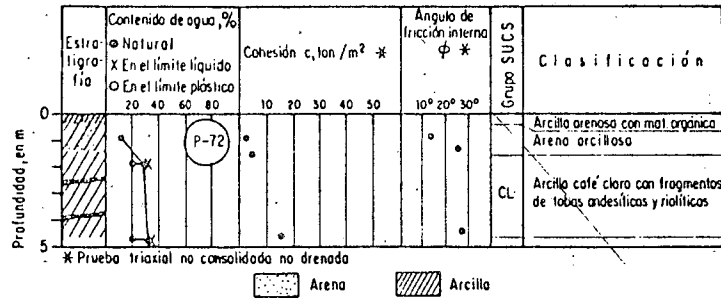


Fig 13.25 Perfil estratigráfico. Estudio 14. Terminal de almacenamiento de productos

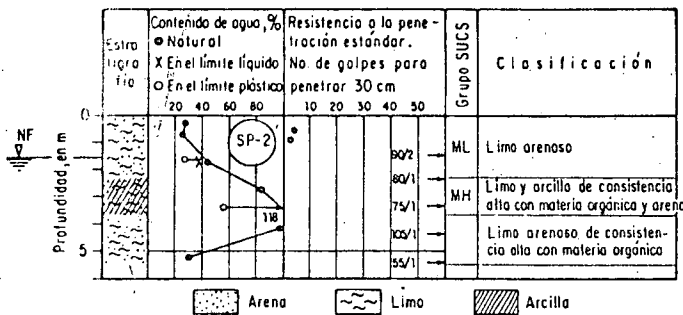


Fig 13.26 Perfil estratigráfico. Estudio 15. Oficinas CFE

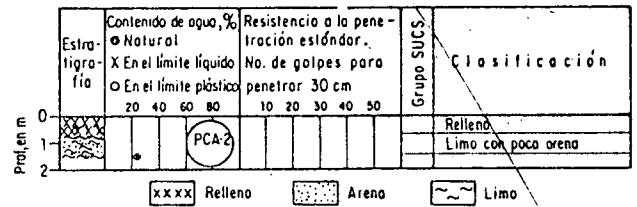


Fig 13.27 Perfil estratigráfico. Estudio 16. Guardería Infantil

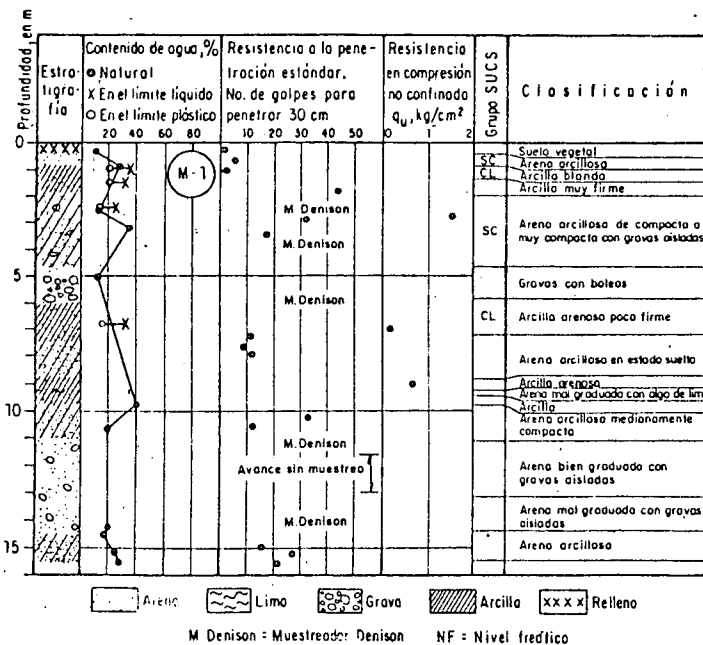
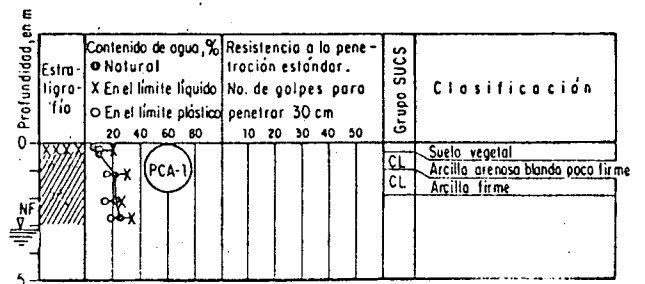
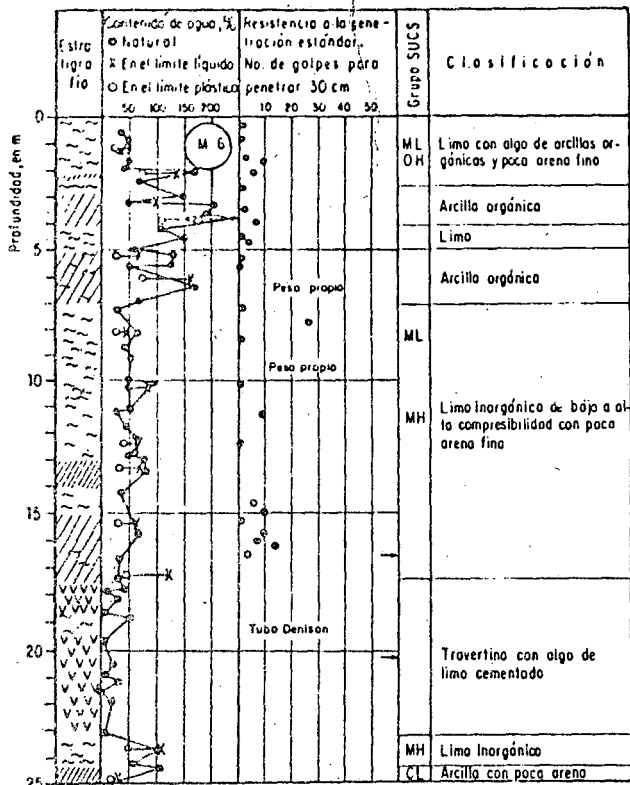


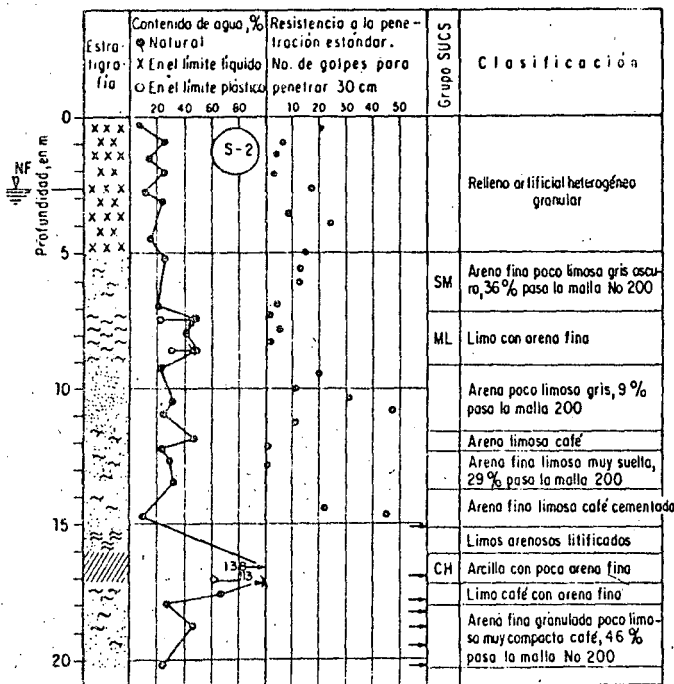
Fig 13.28a Perfiles estratigráficos. Estudio 17. Planta CONDUMEX





— Más de 60 golpes

Fig 13.29 Perfil estratigráfico. Estudio 18. Hospital IMSS



— Más de 60 golpes

Fig 13.32 Perfil estratigráfico. Estudio 21. Clínica IMSS

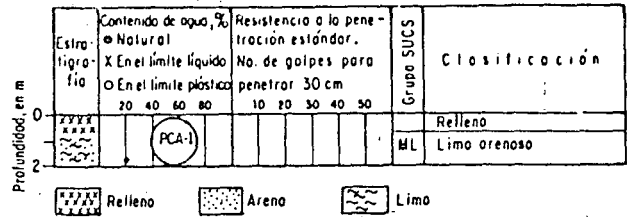


Fig 13.30 Perfil estratigráfico. Estudio 19. Guardería Infantil

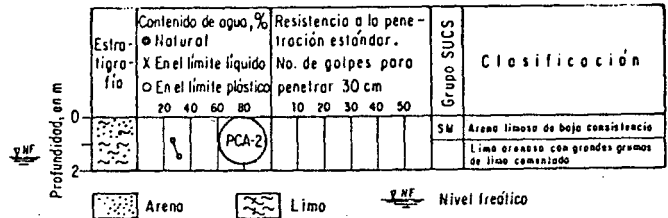


Fig 13.31 Perfil estratigráfico. Estudio 20. Guardería Infantil

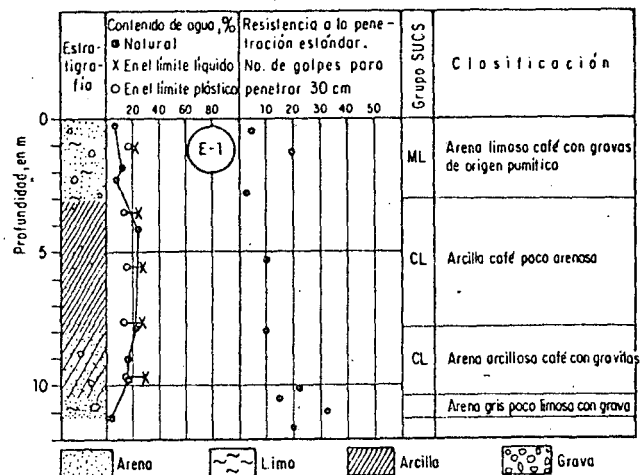


Fig 13.33 Perfil estratigráfico. Estudio 22. Calle Resurrección Sur y Resurrección Poniente

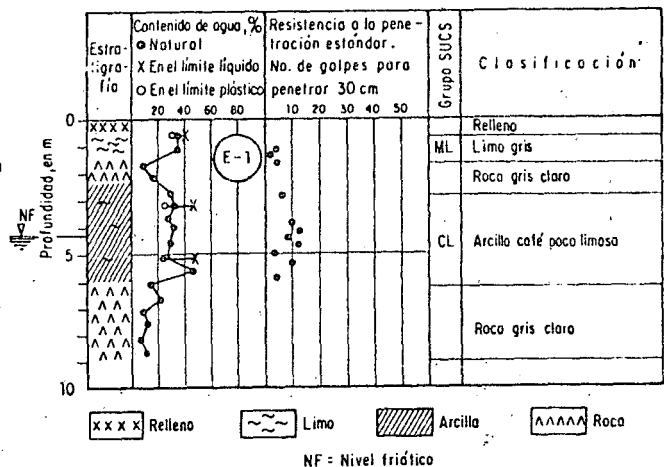


Fig 13.34 Perfil estratigráfico. Estudio 23. 3 Poniente entre 5 Sur y 3 Sur

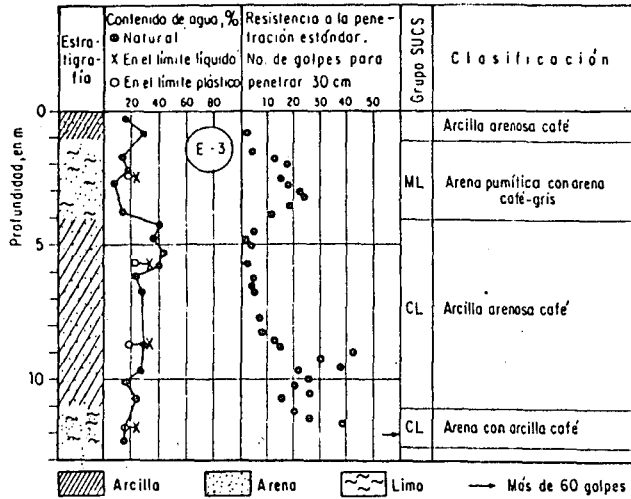


Fig 13.35 Perfil estratigráfico. Estudio 24. Chiclets Adams, S. A.

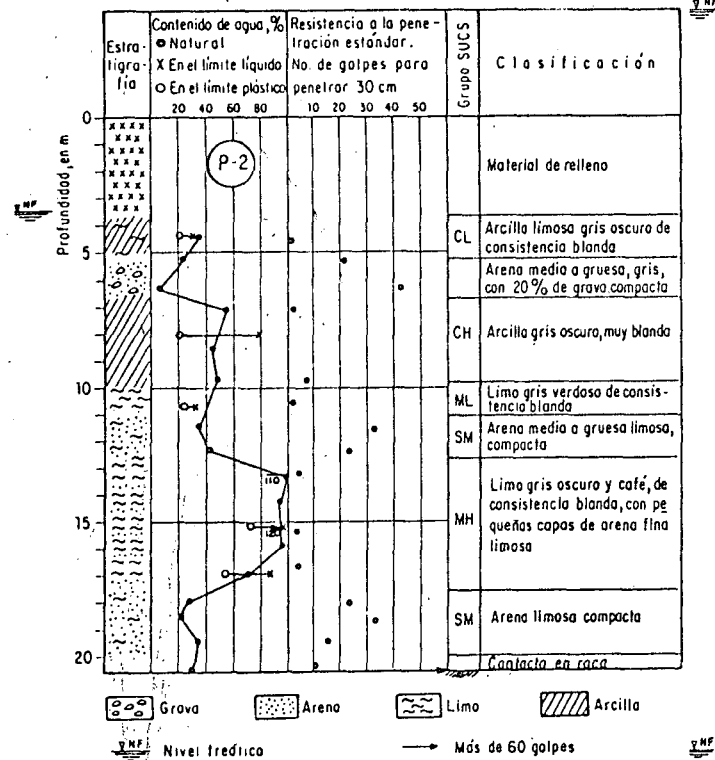


Fig 13.37 Perfil estratigráfico. Estudio 26. Paso a desnivel entre calle 25 Oriente y Av. Héroes del Cinco de Mayo

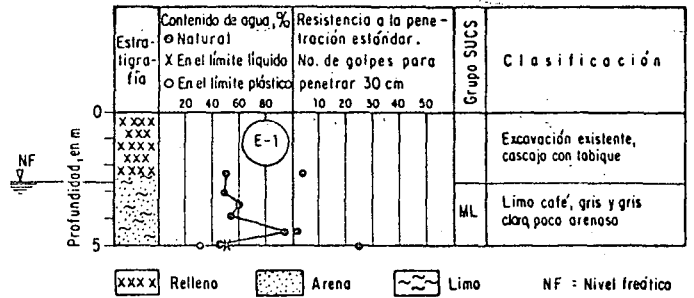


Fig 13.36 Perfil estratigráfico. Estudio 25. Av. 2 Poniente No 1309 entre calles 13 Norte y 15 Norte

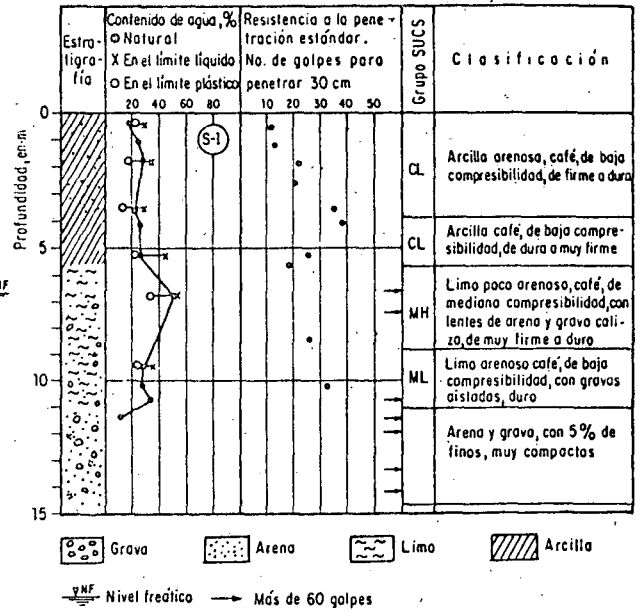


Fig 13.38 Perfil estratigráfico. Estudio 27. Paso superior sobre FFCC

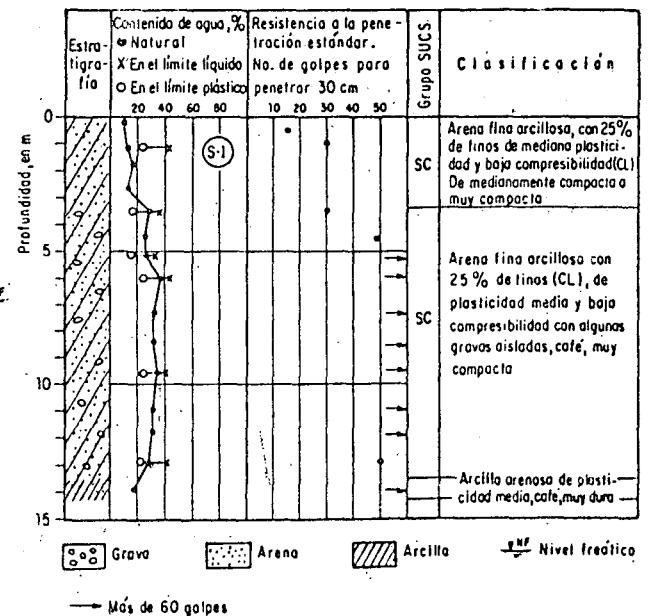


Fig 13.39 Perfil estratigráfico. Estudio 28. Cerca arroyo Alteseca

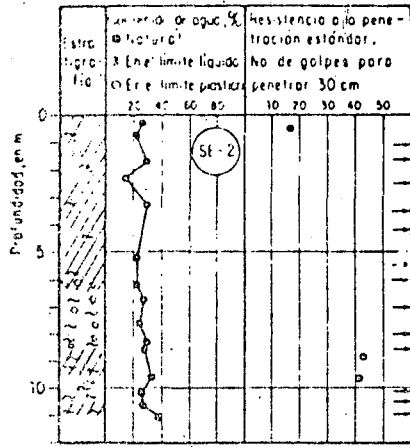


Fig 13.40 Perfil estratigráfico. Estudio 29. Centro Comercial

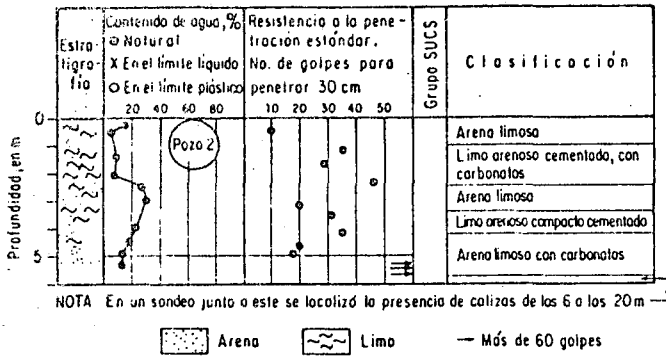


Fig 13.42 Perfil estratigráfico. Estudio 31. SSA

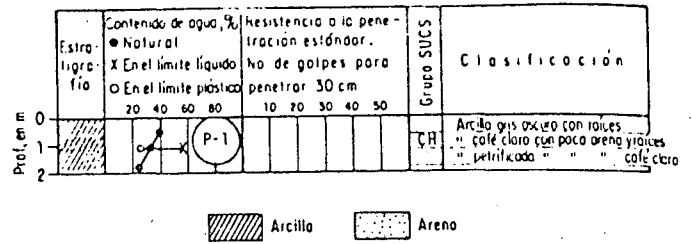


Fig 13.41 Perfil estratigráfico. Estudio 30. Colonia para oficiales del ejército

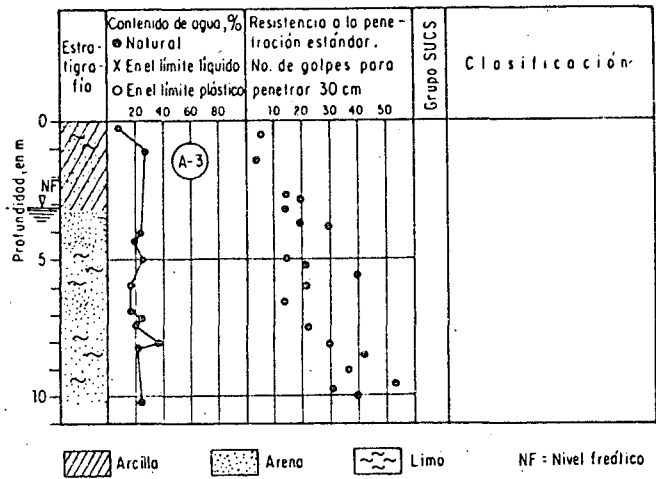


Fig 13.43 Perfil estratigráfico. Estudio 32. Planta de PVC

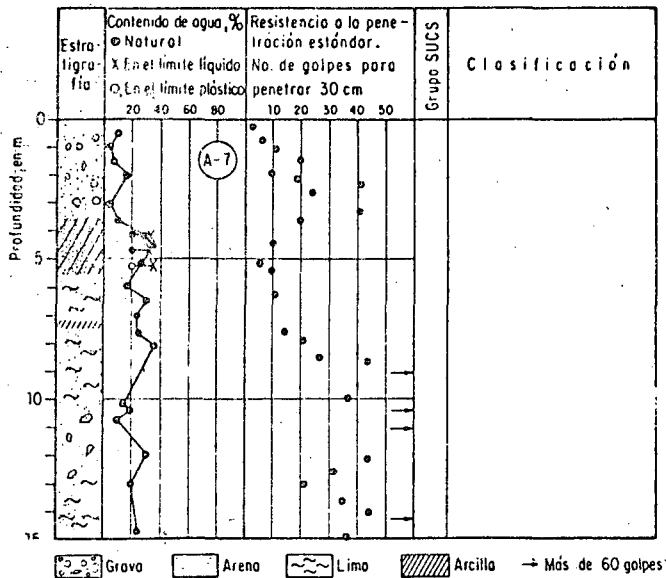


Fig 13.43' Perfil estratigráfico. Estudio 32. Planta de PVC

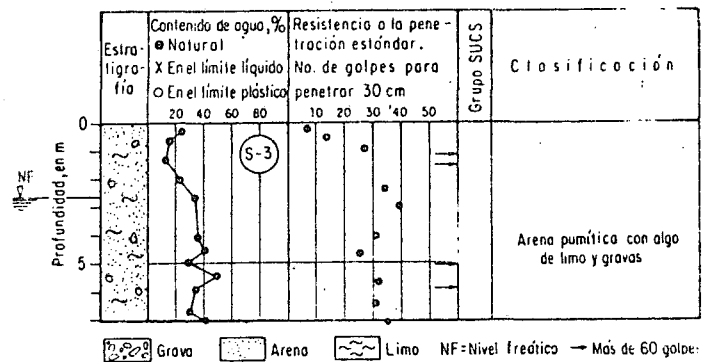


Fig 13.44 Perfil estratigráfico. Estudio 33. Proyac. Obra de defensa

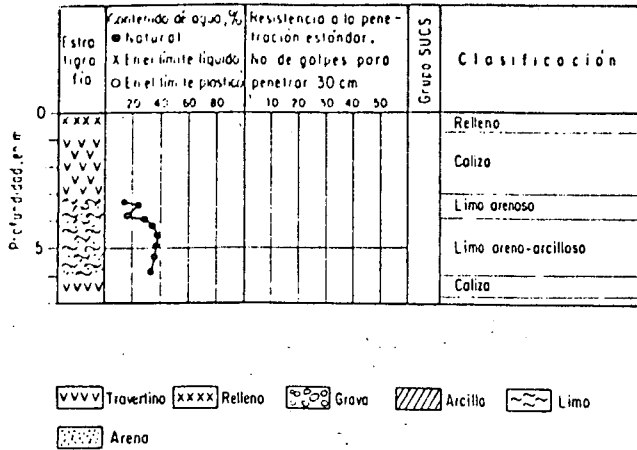


Fig 13.45 Perfil estratigráfico. Estudio 34. Calle Reforma y 7 Sur

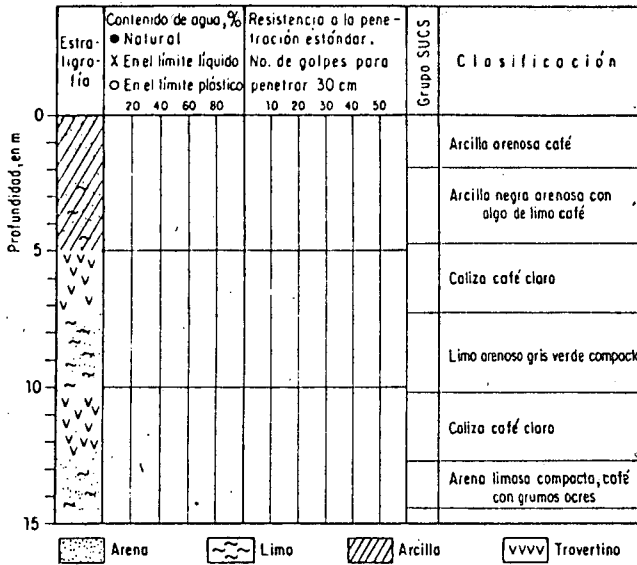


Fig 13.47 Perfil estratigráfico. Estudio 36. Calle 9 Norte esquina Poniente 48

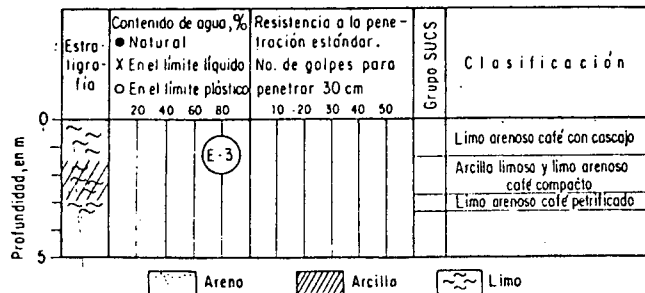


Fig 13.48 Perfil estratigráfico. Estudio 37. Dragón Defensores de la República

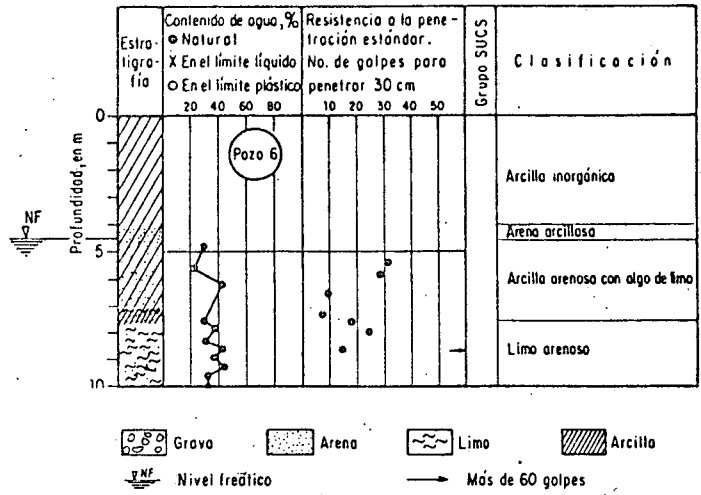
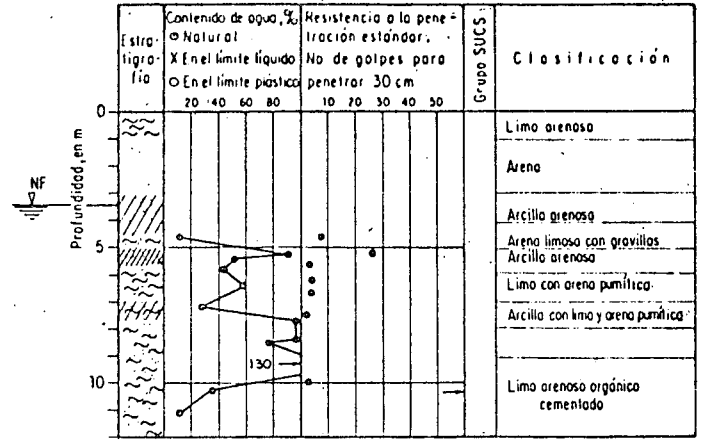


Fig 13.46 Perfiles estratigráficos. Estudio 35. Proyac. Catzada San Francisco

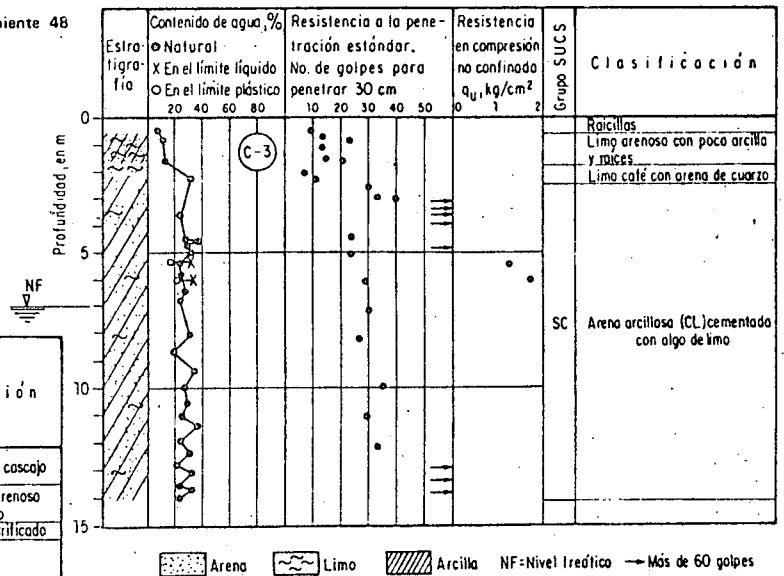


Fig 13.49 Perfil estratigráfico. Estudio 38. Planta Yeso Panamericano

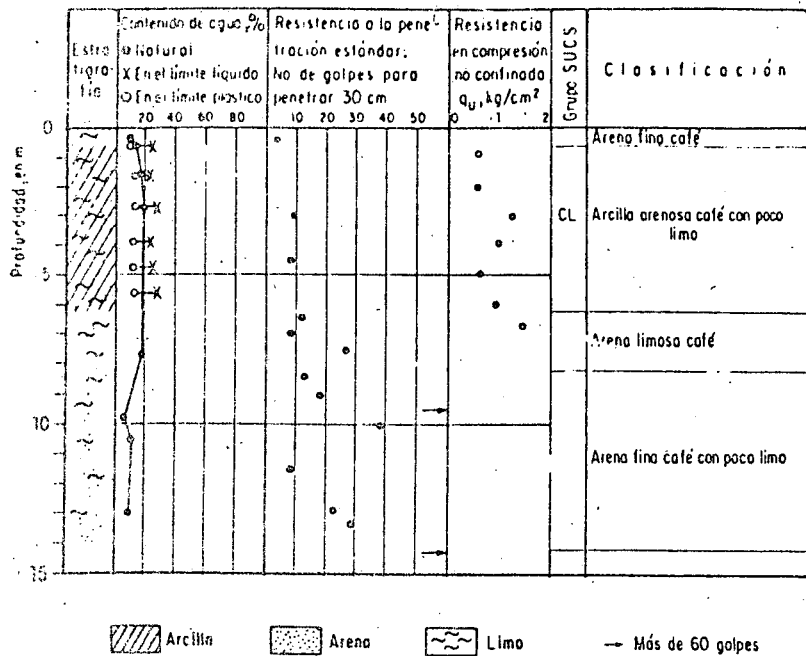
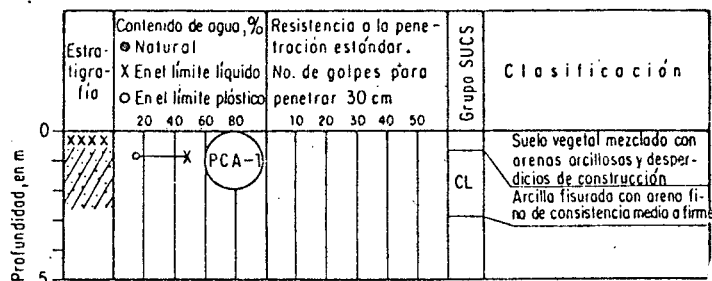
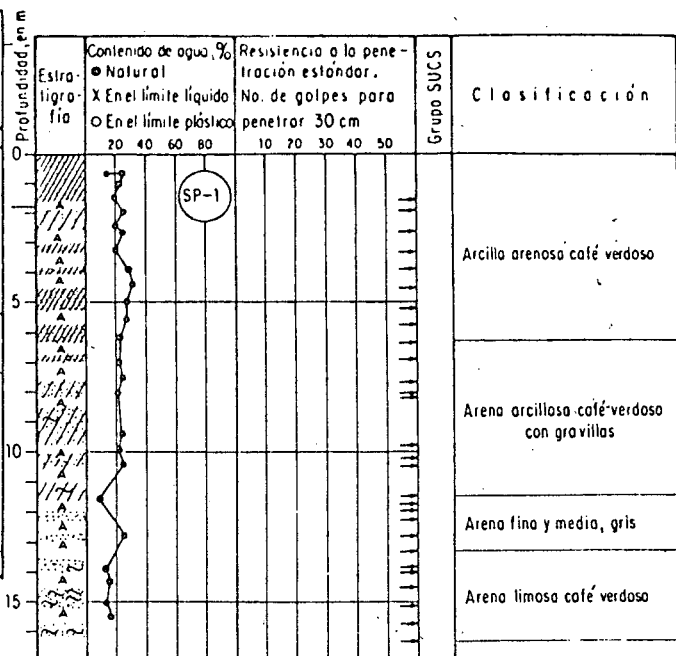


Fig 13.50 Perfil estratigráfico. Estudio 3b. Planta Monsanto Mexicana



A: Avance sin muestreo

xxxxx Relleno Arena Limo Arcilla → Más de 60 golpes

Fig 13.51 Perfiles estratigráficos. Estudio 40. Clínica Hospital ISSSTE

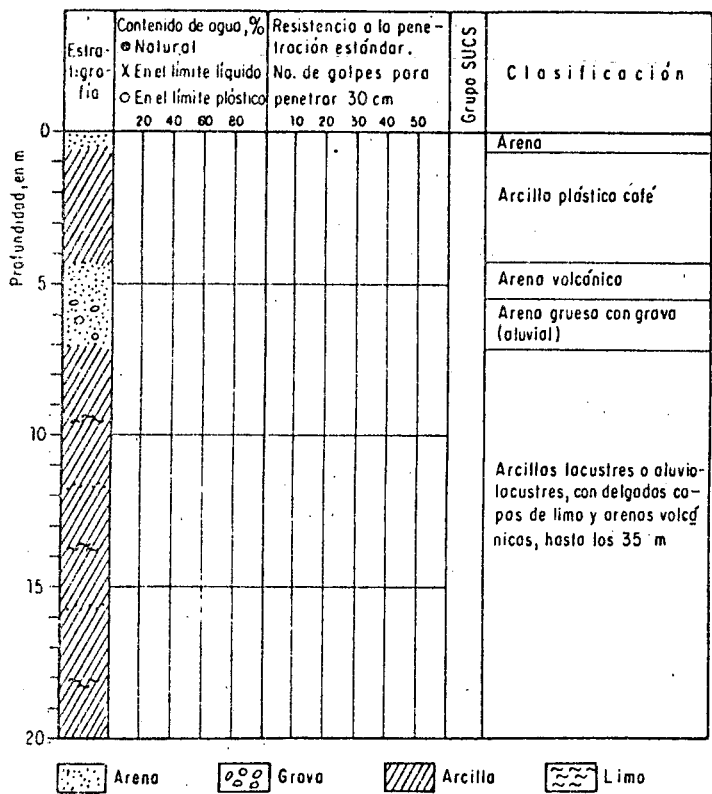


Fig 13.52 Perfil estratigráfico. Estudio 41. Planta y silos de la Harinera El Paraíso

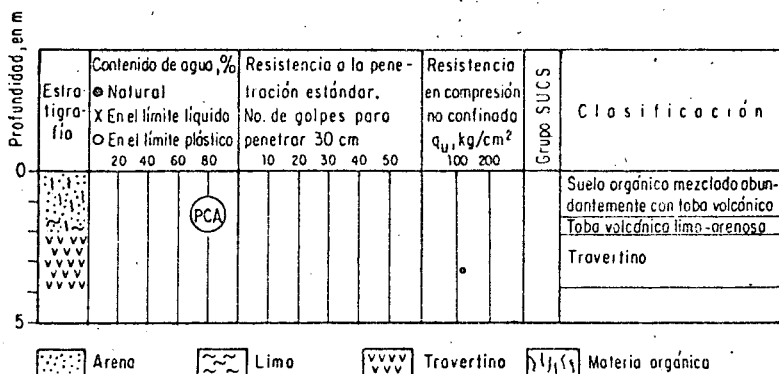


Fig 13.53 Perfil estratigráfico. Estudio 42. Clínica No 1 del IMSS

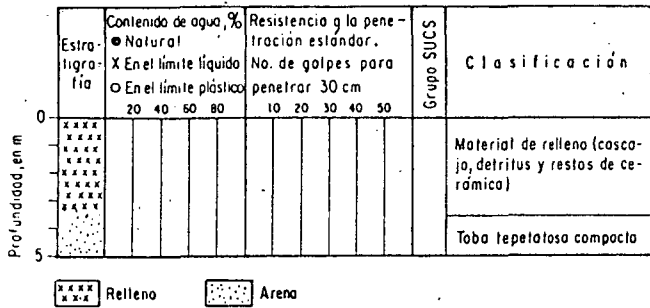


Fig 13.54 Perfil estratigráfico. Estudio 43. Edificio Oficinas IMSS.

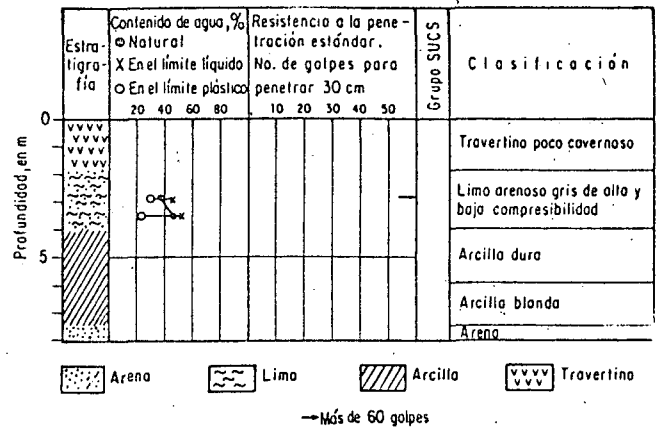


Fig 13.55 Perfil estratigráfico. Estudio 44. Av. 2 Poniente No 909

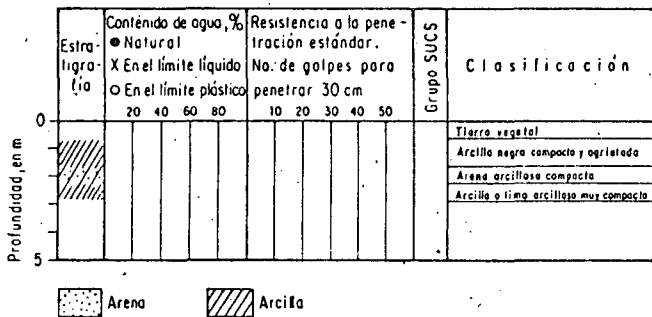


Fig 13.56 Perfil estratigráfico. Estudio 45. Jardines de San Manuel

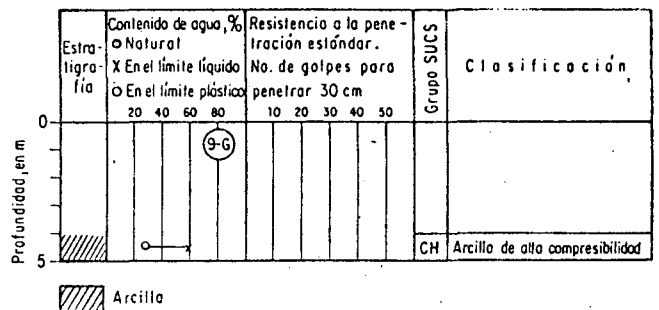


Fig 13.57 Perfil estratigráfico. Estudio 46. Excavación para colector. Col. San Baltasar

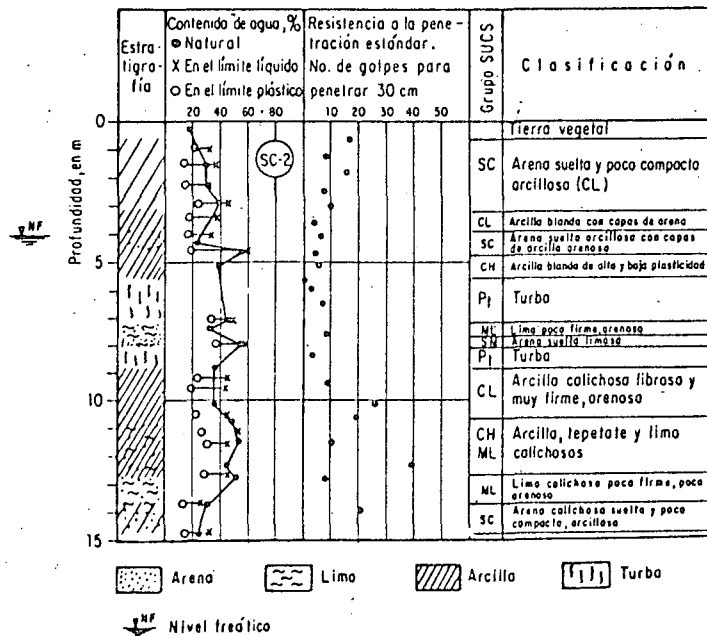


Fig 13.58 Perfil estratigráfico. Estudio 47. Calle 2 Oriente No 6

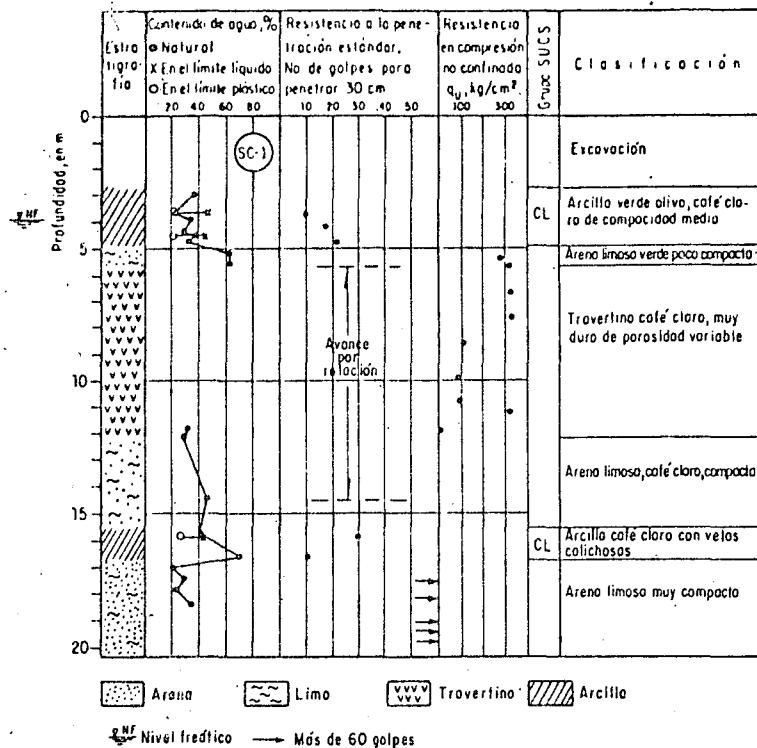


Fig 13.58* Perfil estratigráfico. Estudio 47. Calle 2 Oriente No 6

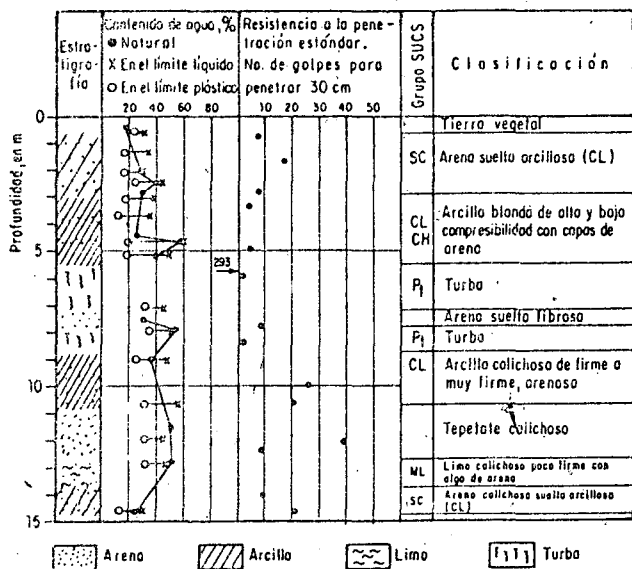


Fig 13.59 Perfil estratigráfico. Estudio 48. Unidad Habitacional "La Ciénega" del INFONAVIT

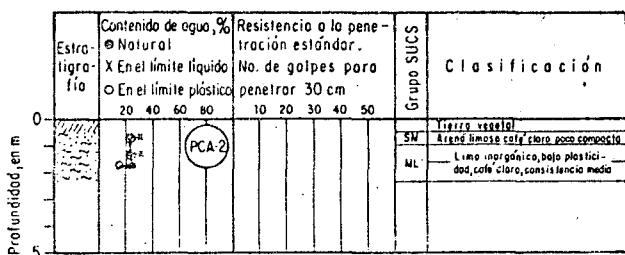


Fig 13.61 Perfil estratigráfico. Estudio 50. Sucursal CONASUPO. Bvd. Mártires de Río Blanco

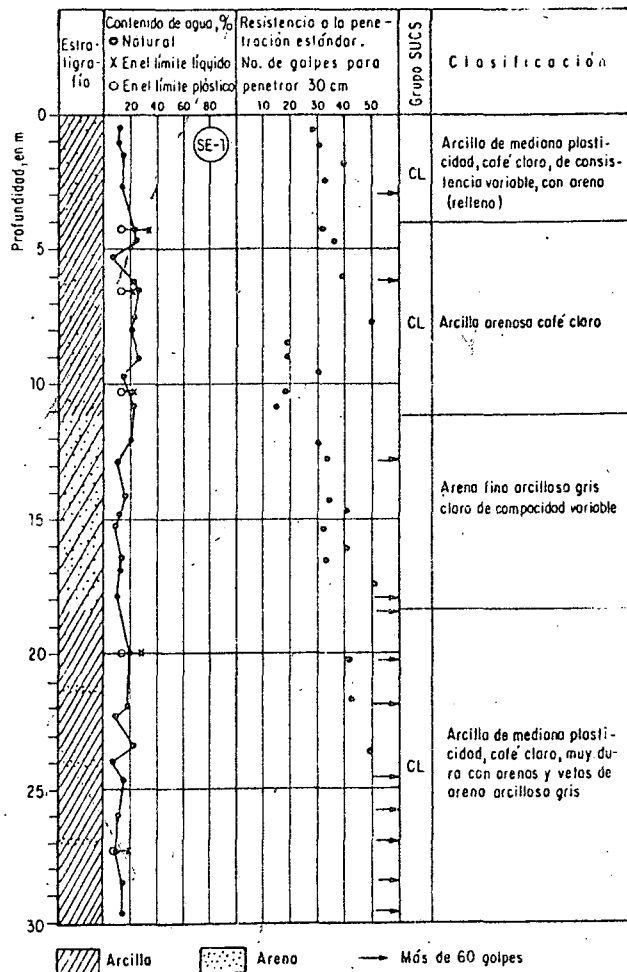


Fig 13.60 Perfil estratigráfico. Estudio 49. Unidad Deportiva. Cerca de la autopista a Orizaba



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

B I B L I O G R A F I A

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER.

Octubre ,1978.

B I B L I O G R A F I A

- Casagrande, A.: 1975, "Role of the "Calculated Risk" in Earthwork and Foundation Engineering", ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM4, July.
- Lambe, T.W.: 1967, "The Integrated Soil Engineering Project", Proc. Southeast Asian Regional Conference on Soil Engineering Bangkok.
- Peck, R. B.: 1962, "Art and Science in Subsurface Engineering", Geotechnique, Vol. XII, No. 1, March.
- Terzaghi, K: 1948, "Foreward", Geotechnique, Vol. 1, No. 1, June.
- Terzaghi, K: 1958, "Consultants, Clients and Contractors", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, January.
- Sowers, G.F: 1962, "Shallow Foundations", in Foundation Engineering, G.A. Leonards, McGraw-Hill, New York.
- Taylor, D: 1948, Fundamentals of Soil Mechanics, J. Wiley and Sons, Cap. 5
- Teng, W.C: 1962. Foundation Design, Prentice-Hall, Cap. 2
- Terzaghi, K. & R. Peck: 1967, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley and Sons, Cap. 7

- Juárez Badillo y A. Rico: 1967 "Mecánica de Suelos",
3 Tomos.
- T.W. Lambe y R. Whitman: 1972 "Mecánica de Suelos", Limusa-
Wiley.
- Crespo Villalaz C.: 1971 "Mecánica de Suelos y Cimenta-
ciones".

BIBLIOGRAFIA

E. JUAREZ BADILLO Y A. RICO "MECANICA DE SUELOS" TOMOS I, II Y III.

K. TERZAGHI Y R. B. PECK 1968 "SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE, JOHN WILEY AND SONS.

J. E. BOWLES, 1968 "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN", -- MC GRAW - HILL BOOK 10.

MARSAL R. J. Y MAZARI M., 1969 "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO" U.N.A.M.

TSCHE BOTARIOFF G.P., 1952 "SOIL MECHANICS, FOUNDATIONS AND EARTH STRUCTURES" MC GRAW HILL.

Ejercicio

La figura anexa muestra las áreas cubiertas por un edificio formado por dos cuerpos (cuerpo A y cuerpo B).

- a). Obtener mediante la carta de Newmark los valores de influencia ($w_0 = 0.005 \text{ N}$) bajo los puntos 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7, mostrados en la figura, a cada 4 m de profundidad, a partir de -6.71 hasta -37.00 m, ver fig. 2.
- b). Graficar los valores de influencia contra la profundidad para cada punto.
- c) para obtener los incisos a) y b) deberán construirse cartas de Newmark mediante la expresión:

$$\frac{\sigma_z}{w} = 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2}$$

Haciendo variar la relación $\frac{r}{z}$ de 0.1 a 1.0, con incrementos de 0.1.