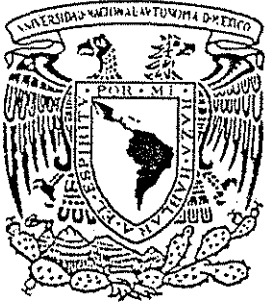


1
21142



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

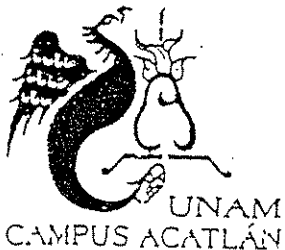
**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN**

**METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE
CIMENTACIONES DE PUENTES
CARRETEROS EN MÉXICO**

T E S I S I N A
QUE PARA OBTENER EL DIPLOMA DE:
ESPECIALIZACIÓN EN GEOTÉCNIA

P R E S E N T A :
**ING. FERNANDO HUMBERTO JUÁREZ
RODRÍGUEZ**

A S E S O R D E T E S I S :
M. EN I. MANUEL ZARATE AQUINO



ACATLAN, ESTADO DE MÉXICO

OCTUBRE

2002

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**A mi esposa Mayela Ma. del
Carmen por su paciencia,
dedicación y amor permanente.**

**A mis hijos: Fernando Humberto,
Ma. Eugenia Nayeli, Rocío del
Carmen y Gustavo Adolfo, por el
amor y apoyo que me brindan.**

**A la memoria de mis padres
Adalberto y Margarita
(extintos) por su esfuerzo para
lograr mi formación.**

INDICE

	Página
CAPITULO I	
• ANTECEDENTES	1
CAPITULO II	5
• ELECCION DEL SITIO	5
1. Generalidades	5
2. Los Riesgos Geológicos	6
3. Inundaciones	6
4. Fallas de Talud	6
5. Subsistencia	7
6. Colapso	7
7. Sismos	8
8. Volcanes	8
9. Erosión	8
10. Contaminación de Agua	8
• EFFECTO DEL AGUA EN LOS SUELOS Y PROBLEMAS DE LOS SUELOS COMO MATERIALES DE CIMENTACION.	8
• PROBLEMAS DE LOS SUELOS COMO MATERIAL DE CIMENTACION	10
1. Suelos propensos a la consolidación	10
2. Suelos blandos	11
3. Suelos expansivos	11
4. Suelos licuables	11
5. Suelos colapsables	12
6. Suelos solubles	12
7. Suelos corrosivos	12
8. Suelos erosionables	12
9. Suelos con oquedades naturales o artificiales	13
10. Suelos degradables	13
11. Suelos susceptibles al congelamiento o al deshielo	13
CAPITULO III	
• EXPLORACION Y MUESTREO	14
1. Objetivos del Programa de Exploración Geotécnica	14
2. Métodos de Exploración	14
➤ Pozo a cielo abierto	15
➤ Posteadora, barreno helicoidal	16

➤ Prueba de Penetración Standard	16
➤ Muestras alteradas	19
➤ Perfil Estratigráfico	19
➤ Resistencia a la Penetración	20
3. Interpretación de resultados	21
4. Método de Lavado	21
5. Muestreo inalterado con tubo de pared delgada tipo shelby	23
6. Tubo dentado	27
7. Barril Denison	29
8. Técnicas de perforación	31
9. Máquina perforadora rotatoria	32
10. Bombas de Presión	33
11. Barras y ademes	33
12. Brocas de perforación	34
13. Broca triónica	35
14. Broca drag	35
15. Broca de aleta	36
16. Broca cola de pescado	37
17. Métodos indirectos	38
18. Método sísmico	39
19. Método de refracción	42
20. Métodos eléctricos	45
21. Método de resistividad	45
22. Método de caída potencial	47
• EXPLORACION GEOTECNICA BAJO EL AGUA	49

CAPITULO IV

• PRUEBAS DE LABORATORIO	57
1. Contenido de agua	57
2. Límites de Plasticidad de los suelos	58
3. Definición de límite líquido	59
4. Definición de límite plástico	63
5. Índice plástico	64
6. Análisis granulométrico	65
7. Importancia del análisis granulométrico	70
8. Clasificación de suelos	70
9. Pruebas de compresión triaxial	74
10. Pruebas de consolidación	76

CAPITULO V

• DISEÑO DE LA CIMENTACION	84
1. Capacidad de carga	84
• TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA	88
2. Criterio de Terzaghi	89

3.	Criterio de Meyerhof	94
4.	Criterio de Skempton	98
5.	Caso de cargas no repetidas uniformemente	102
6.	Criterio de Button para suelos estratificados	105
7.	Cimientos superficiales en el derrame de un talud	106
8.	Cimientos superficiales en la corona de un talud	107
9.	Influencia del Nivel Freático en el Valor de la Capacidad de Carga	109
10.	Campo de Aplicación de las Teorías de Capacidad de Carga	109
11.	Capacidad de carga admisible y factor de seguridad	110
•	FACTOR DE SEGURIDAD	110
1.	Cimentaciones en Rocas	111
2.	Asentamientos en cimentaciones	113
3.	Cimentaciones Superficiales	113
4.	Cimentaciones Profundas	116
5.	Ejemplo del diseño de la cimentación de un puente carretero	118
	ANEXO I	126
1.	Formato de las Conclusiones y Recomendaciones del Diseño de la cimentación de un puente carretero.	
	REFLEXION FINAL	128
	BIBLIOGRAFIA	131

PRESENTACION

A cuarenta y cuatro años de la práctica, desarrollo e investigación de la Geotecnia en México, muchos logros en esta área ha alcanzado la Ingeniería Civil que se practica en nuestro país, podríamos afirmar que la experiencia acumulada a través de más de cuatro décadas en obras como presas, edificaciones, carreteras, puentes entre otras, ha permitido que hoy en día se puedan sistematizar muchos de los procedimientos que se siguen para realizar un estudio de cimentación para la construcción de las obras. Se debe entender que cada obra es un problema diferente y en consecuencia tiene su propia solución, sin embargo la metodología que permite identificar el problema particular de cada una de ellas puede establecerse como un lineamiento general que puede seguirse con la flexibilidad que cada caso amerite.

El presente trabajo tiene como propósito perfilar la metodología que a través de los años se ha seguido para el diseño de la cimentación de puentes carreteros en México a través de la experiencia acumulada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes hoy encargada de la infraestructura carretera en México y de los organismos que la precedieron como la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, Secretaria de Obras Públicas, la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas y la Dirección General de Caminos.

En él se exponen la evolución que ha tenido la infraestructura carretera de nuestro país hasta la construcción de las modernas autopistas de nuestros días, las dificultades que hay que tomar en consideración para elegir el sitio donde se proyecta construir un puente, los problemas que presentan los suelos como materiales de cimentación, las técnicas para explorar el subsuelo, pruebas de laboratorio, el diseño de la cimentación propiamente dicho y los elementos que contiene el estudio de la cimentación.

Cada uno de estos temas es muy amplio y sobre ello se han escrito muchos tomos especializados aquí se toman aquellos que son usados con mas frecuencia, y que se aplica cotidianamente en la realización de un estudio de cimentación para puentes carreteros.

El alcance de este trabajo comprende aquellos aspectos que hay que tomar en consideración cuando se trata de llevar a cabo el estudio para la cimentación de un puente en base a la experiencia mexicana.

Al respecto es importante mencionar que la mayor parte de las gráficas e ilustraciones fueron tomadas de las referencias bibliográficas que se relacionan al final del trabajo. De antemano agradezco a los autores de esas obras, su comprensión por la utilización de las mismas, las cuales se requirieron a fin de entender mejor la parte teórica de este trabajo. No menciono en específico a cada una de las referencias cuando se utiliza algunas de las gráficas que le son propias, para no ser repetitivo, sin embargo si hago explícito a todos ellos mi reconocimiento.

Mención especial requiere el Maestro en Ingeniería Manuel Zarate Aquino a quien agradezco su interés para el desarrollo de este trabajo con mi reconocimiento para su reconocida sapiencia en el tema, su enorme paciencia y su capacidad para dirigir el desarrollo y conclusión del mismo.

Considero que después de haber cursado la Especialización en Geotecnia he dado cumplimiento a una etapa más de mi vida profesional, dejar un trabajo escrito por modesto que sea, debe ser un objetivo de los que tuvimos el privilegio de ser formados en el Posgrado de una institución como la ENEP Acatlán, esperararía que este trabajo pueda ser de alguna utilidad para los alumnos y profesores que estudian esta disciplina, si así ocurriese, se habría alcanzado el objetivo del mismo.

Ing. Fernando H. Juárez Rodríguez.
Octubre 2001.

CAPITULO I

ANTECEDENTES.-

Estamos en los umbrales del nuevo siglo y han transcurrido mas de tres cuartas partes del siglo pasado desde que se inició la construcción de carreteras en México, ya que se considera el año 1925 el punto de partida en que circunstancias tales como el creciente número de automóviles, la incipiente industria automotriz, el establecimiento de nuevas instituciones fueron factores que impulsaron la construcción de carreteras en una época en que la infraestructura ferroviaria, bastante más desarrollada que la caminera existente, había quedado muy dañada a consecuencia de los estragos de la revolución armada, lo cual también contribuyó a decidir la construcción de caminos.

Hasta 1925 se contaba con sólo 28,000 kilómetros de brechas y veredas, las cuales no se encontraban en condiciones adecuadas para permitir la circulación de los 40 000 vehículos de combustión interna que para esas fechas ya existían en el país. En ese año se creó la Comisión Nacional de Caminos y el Gobierno Federal expidió la ley que establecía el impuesto sobre el uso de la gasolina, dichos recursos en buena parte, se destinaron a la construcción, conservación y mejoramiento de las carreteras.

En un principio se consideró fundamental la creación de carreteras que enlazaran las principales ciudades del centro y del norte del país y los litorales del Golfo y el Pacífico pero conforme fueron avanzando los años la diversificación de la infraestructura carretera se extendió a todo lo largo y ancho del territorio nacional tal como se muestra en la tabla I.

TABLA I		
EVOLUCION DE LA RED NACIONAL DE CARRETERAS		
1925-1994		
PERIODO	INFRAESTRUCTURA CARRETERA	
	KM	
	Parcial	Acumulada
1925-1940	9.500	9.500
1941-1950	12.500	22.000 ¹
1951-1960	22.500	44.500
1961-1970	26.500	71.000 ²
1971-1983	142.000	213.000 ³
1984-1989	25.000	238.000 ⁴
1989-1994	7.000	245.000 ⁵

1. 1949-1952, construcción, terminación y operación de la Autopista México-Cuernavaca. En 1927 Italia construyó la primera autopista en el mundo que unía Milán con los Lagos Alpinos. En 1935, Alemania concluye la primera autopista con barrera central, entre Frankfurt y Darmstadt. En la década de los treinta Estados Unidos construye las primeras autopistas norteamericanas, pero es hasta 1950 cuando empiezan a operar autopistas de cuota.

Destaca por su importancia el periodo 1989-1994 en el que se construyeron 6223 kilómetros de autopistas de cuota cuyo objetivo fue adecuar la infraestructura carretera a las necesidades de un México moderno que permitiera la mejor integración de un sistema de transporte carretero, rápido y competitivo que estaba demandando el comercio interno y externo así como la creciente población y el propio desarrollo.

Desde el punto de vista de la ingeniería, tal desarrollo fue todo un reto que se asumió en base a la capacidad, experiencia y responsabilidad de los ingenieros mexicanos cuya acumulación de conocimientos y técnicas se aplicaron a una amplia gama de obras que se requieren para la construcción de una vía terrestre en general, tal es el caso de los pasos a desnivel, entronques, túneles y puentes entre otras.

En el presente trabajo se expondrá parte de esa experiencia que se ha venido aplicando a una de esas obras que son fundamentales en una obra carretera como son los puentes, en particular en lo que se refiere al diseño de la cimentación del mismo.

Para resaltar el gran desarrollo que ha tenido la construcción de puentes en la infraestructura carretera baste decir que solo dentro del Programa Nacional de Autopistas 1989-1994 se construyeron 735 puentes como se muestra en la tabla II.

TABLA II	
PROGRAMA NACIONAL DE AUTOPISTAS 1989-1994	
AUTOPISTAS	Nº DE PUENTES CONSTRUIDOS
Concesionadas a Particulares	478
Concesionadas a Banobras	46
Concesionadas a los Gobiernos	
Estatales	211
Suma Total de Concesionadas	735

2 Para 1970 se contaba con un poco más de 1000 km de autopistas, de los cuales 550 km son vías de 4 ó más carriles de circulación, separadas para cada sentido de tránsito. En este periodo además de las autopistas se tienen puentes tales como el Tuxpan, Tecolutla, Nautla, Aivarado, Papaloapan, Coatzacoalcos I, Grijalva, Usumacinta, Ameca y los Internacionales de Cd. Camargo y Matamoros, además de los libramientos de Cadereyta y la Piedad, y la puesta en servicio del transbordador Mazatlán-La Paz.

3. Gran desarrollo de los caminos de mano de obra. En esta etapa se construyó la carretera transpeninsular en Baja California.

4. 192 000 km corresponden a caminos estatales alimentadores, caminos rurales y brechas mejoradas. En este periodo destaca la construcción de dos puentes: el Antonio Dovalí Jaime conocido como Coatzacoalcos II y el Tampico.

5-Incluye 5348 km de autopistas concesionadas, las cuales se construyeron dentro del Programa Nacional de Autopistas 1989-1994.

En lo que se refiere a las carreteras federales libres, estatales de cuota, estatales libres, CAPUFE y a cargo de la SCT se construyeron 202 puentes. Ver Tabla III.

TABLA III

CARRETERAS	Nº DE PUENTES CONSTRUIDOS
Federales libres	106
Estatales de cuota	16
Estatales libres	18
CAPUFE	25
A cargo de la SCT	37
Suma Total	202

De las Tablas II y III se observa que en el lapso de 1989 a 1994 se construyeron en total 937 puentes distribuidos en 99 autopistas que hasta 1994 integraban la Red Nacional de Autopistas, la cual tenía un desarrollo hasta esa fecha de 7163 kilómetros.⁶

Construir tal cantidad de puentes en un periodo de 5 años conlleva a reafirmar que en el campo de la construcción, México se ha destacado con diversas obras que figuran entre las más notables del mundo, entre otras se tienen la Presa Ing. Manuel Moreno Torres (Chicoasén) con altura de cortina de 270 m, el drenaje profundo de la Ciudad de México con 135 km. de desarrollo y a profundidades de hasta 270 m, el sistema Cutzamala para abastecer de agua potable a un amplio sector de la Ciudad de México mediante dos tuberías de 2.5 m de diámetro y 127 km. de longitud que salvan un desnivel de 1100 m para transportar el vital líquido. En cuanto a puentes se pueden mencionar el "Ing. Antonio Dovalí Jaime" y el "Tampico" el primero con un claro principal de 288 m. y el segundo de 360 m, ambos son puentes atirantados y figuran entre los primeros que se construyeron de este tipo en el mundo.

Alcanzar estos logros en lo que a puentes se refiere, implica no sólo contar con la experiencia, tecnología y capacidad constructiva sino también contar con una metodología que se aplica en cada caso con sus respectivas adecuaciones.

⁶ Hasta 1988 se tenían 940 kilómetros de autopistas en operación, sumados a los 6223 kilómetros puestos en servicio entre 1989 y 1994, integran una Red Nacional de Autopistas de 7163 kilómetros.

Son diversos los estudios que preceden la construcción de un puente, entre estos se tienen los estudios topográficos, hidráulicos, geológicos, de mecánica de suelos, de diseño estructural, etc., que son los que permiten elegir el proyecto más adecuado que en general es el de menor costo.

En el presente trabajo se desarrollará la metodología que se sigue como práctica común, derivada de una amplia experiencia de muchos años, en el diseño de cimentaciones de puentes carreteros en nuestro país.

El objetivo es presentar cada uno de los aspectos que se toman en cuenta para realizar el diseño de la cimentación de un puente, los cuales se estructuran de una forma organizada y sistematizada dando lugar a una serie de etapas que culminan con el informe final.

El propósito es que este trabajo pueda servir como una referencia para los estudiantes y profesionistas de la Geotecnia que tengan como una parte de su campo de trabajo el diseño de la cimentación de puentes.

Es de todos conocido el amplio desarrollo que ha tenido el campo de la Geotecnia en nuestro país, los logros, su avance, su crecimiento, sus experiencias han venido quedando plasmados en diversos artículos, libros y memorias, en particular las que edita la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

Recoger de igual modo la experiencia de muchos años en lo que corresponde a la cimentación de puentes, puede resultar importante, con la idea de que futuros trabajos sean más detallados en cada uno de los temas que este aborda.

CAPITULO II

ELECCION DEL SITIO:

Generalidades.-

El cambio en las condiciones económicas, políticas y sociales que ocurren en la mayoría de los países del orbe y del cual nuestro país no es ajeno, ha tenido como una de sus manifestaciones fundamentales el intenso flujo migratorio del campo hacia las ciudades. Este fenómeno en nuestro país es claramente perceptible a finales de la década de los sesenta y principios de los setentas, época en la que el crecimiento urbano se hace manifiesto en las tres ciudades principales de nuestro país México, Guadalajara y Monterrey, en esos tiempos la tasa media de crecimiento demográfico era del 3.5% anual.

Estos aspectos llevaron al Gobierno Federal a fomentar el desarrollo de ciudades que por su ubicación geográfica, pudieran aprovechar los recursos regionales y fueran capaces de absorber en condiciones satisfactorias el incremento de población urbana a la vez que servirían de apoyo para un crecimiento económico más equilibrado de las diversas regiones nacionales. Estos objetivos generales fueron expresados en el Plan Nacional de Desarrollo Urbano que entre otras acciones se propuso incentivar el desarrollo de ciudades regionales e intermedias.

La planeación y el desarrollo racionales de esas ciudades requerirá entre otras disciplinas de la Geotecnia, fundamentalmente en lo que se refiere a la concepción y materialización de esos planes. En igual forma en las obras de infraestructura como son las vías terrestres el geotecnista juega un papel fundamental, en particular cuando tiene que decidir conjuntamente con todo un equipo de trabajo, geólogos, hidrólogos, estructuristas entre otros, el sitio más adecuado donde habrá de construirse un puente que permita salvar un accidente geológico o cruzar un río.

El geotecnista entonces tendrá que concebir como puede influir su disciplina en los costos de construcción, operación y mantenimiento de una obra de este tipo a fin de tenerlos en cuenta anticipadamente. Por ejemplo uno de los factores que no podrá pasar por alto es el que se refiere al Riesgo Geológico.

Los Riesgos Geológicos.-

Los Riesgos Geológicos son aquellos que pueden generar percances de proporciones catastróficas, que afectan áreas extensas e implican cuantiosas pérdidas materiales y de vidas humanas, están relacionados con los tipos de clima, topografía y geología existentes en la zona en estudio, son difíciles de prevenir y más aún de controlar.

Se puede identificar su ocurrencia y cuando esto se logra, la recomendación principal es la de no efectuar obras en una región que presente potencialmente este riesgo.

Los riesgos geológicos pueden presentarse por causas naturales o pueden ser provocados por la actividad humana, derivados de ambos casos se tienen los siguientes:

- Inundaciones
- Fallas de talud
- Subsistencia
- Colapso
- Sismos
- Volcanes
- Erosión
- Contaminación de agua

Inundaciones.-

Las inundaciones pueden ocurrir por causas naturales o provocadas por el hombre cuando este por alguna razón realiza algunas obras. En este caso el clima es un factor de influencia porque la inundación ocurre en tiempo de lluvias, el otro factor es la topografía ya que el fenómeno en cuestión ocurre en zonas bajas y planas, la geología como factor aporta las formaciones que pueden ser arenas finas, limos, pantanos, turbas, arcillas, suelos éstos últimos que son de baja resistencia al corte y son muy compresibles.

El hombre puede intervenir para provocar una inundación cuando hace alguna obra como una presa o una carretera y no prevé las obras complementarias para evitarla.

Fallas de Talud.-

Este tipo de fallas se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo.

También el oleaje o las acciones de la fuerza eólica puede ocasionar procesos erosivos en la base de un talud que al paso del tiempo da lugar a una falla de talud.

Subsidencia.-

La subsidencia son asentamientos provocados por consolidación de los suelos, este fenómeno se presenta fundamentalmente en suelos sumamente compresibles, sin estructuración y con contenidos de agua elevados.

En la Ciudad de México por ejemplo, el ser humano provoca subsidencia dado que una buena parte del agua potable que utiliza la población se extrae de pozos profundos, lo cual origina el efecto de todos conocidos como es el hundimiento de la propia ciudad.

Colapso.-

En diversas áreas de la República pueden presentarse en el subsuelo fenómenos que pueden provocar en la superficie el colapso de las estructuras, por ejemplo en la península de Yucatán se tiene el fenómeno de carsticidad el cual consiste en lo siguiente: se tiene una formación que presenta una gran cantidad de grietas por las cuales penetra el agua, esta agua disuelve las sales que cementan las partículas, lo cual da lugar a que se formen cavidades cuyas dimensiones son crecientes, el problema es cuando crecen hacia arriba hasta provocar el colapso de la superficie, mediante este proceso se forman los cenotes, lo cual ya da una idea de sus dimensiones.

También en zonas áridas o en las zonas costeras se tiene el problema con los loess, que son arenas muy finas depositadas por el viento, su estructuración es muy débil, de manera tal que por cuestiones climáticas, efectos de agua o sismo, este tipo de suelo puede colapsar lo que se encuentre encima de él.

Artificialmente el hombre explota el subsuelo mediante minas, explotación petrolera, etc. Con lo cual se forman oquedades en amplias zonas sobre las que las estructuras podrían colapsar.

En forma natural en la Ciudad de México en la zona del Pedregal se encuentran oquedades rellenas de tezontle.

Sismos.-

Es muy importante reconocer las zonas geográficas de alta sismicidad para tomar en cuenta este aspecto en el diseño de las estructuras. Desde el punto de vista geológico los sismos mas importantes o mas frecuentes se generan a lo largo de fallas geológicas de la corteza terrestre donde las presiones internas del magma más próximo a la corteza terrestre activan el desplazamiento de estas fallas. Al respecto en México ya se ha realizado una regionalización sísmica con datos que comprenden hasta el año 1974.

También debe tenerse en cuenta que las instalaciones fabriles producen vibraciones similares a los sismos, lo mismo ocurre con las explosiones o vibraciones de maquinaria.

Volcanes.-

La actividad volcánica genera una gran cantidad de movimientos telúricos que preceden a la expulsión del material magmático, cuando esto último ocurre se pueden presentar graves problemas como el de Santa Helena o el Nevado de Cortés en Colombia.

Erosión.-

Este problema es cada vez mas serio y puede llevar a la desertificación de extensas áreas de la República Mexicana, generalmente es provocada por el hombre, que tala los árboles, descubre la cubierta vegetal que generalmente son suelos que no son resistentes a la erosión.

Contaminación de Agua.-

Debe tenerse presente que este problema puede presentarse en forma natural con sales, materia orgánica y sustancias químicas pero también puede ser provocada por el hombre fundamentalmente con descargas de procesos industriales.

**EFEECTO DEL AGUA EN LOS SUELOS Y PROBLEMAS DE LOS SUELOS COMO
MATERIALES DE CIMENTACION.**

En la etapa de obtención de datos, de estudios preliminares, se debe tener visión para captar todos los problemas que podamos encontrar, de ahí que se tenga que desarrollar mucho el ingenio y la

perspicacia personal para que en las visitas al sitio donde se va a efectuar la obra se perciba por ejemplo los siguiente problemas:

- Efecto del agua en los suelos
- Problemas de los suelos como materiales de cimentación y de construcción.

¿Cómo afecta el agua a los suelos? Es reconocido que la fase sólida de un suelo se comporta de manera diferente en función de su contenido de agua, en especial los suelos finos arcillosos (CH, CL) y limosos MH. Lo anterior se debe a la composición mineralógica de los mismos así como a la estructura interna de sus componentes. Así se tiene que en los suelos arcillosos el contenido de agua hace variar los estados de consistencia del suelo, desde un estado de dureza equivalente a la de un ladrillo hasta un estado semilíquido con las propiedades de un fluido viscoso.

El agua puede llegar a los sólidos por filtración del agua de lluvia, por capilaridad, por la variación del nivel de aguas freáticas N.A.F.

En un suelo fino la ascensión capilar es mucho mayor que en un suelo grueso, debido a la finura de los tubos capilares que se presentan en los primeros.

Otro aspecto a considerar es que en climas muy calurosos parte del agua del N.A.F. puede evaporarse, ese vapor al ascender aumenta el contenido de agua de las capas superiores de una masa de suelo, por ejemplo de un terraplén, afectando la estructura de esas capas y por consiguiente su resistencia al esfuerzo cortante. Por otra parte cuando llueve la masa de suelo se moja esto puede provocar erosión, pueden ocurrir cambios volumétricos y originar grietas que aceleren el paso del agua, con los consiguientes daños que este proceso origina.

El contenido de agua puede variar en el transcurso del año como consecuencia de los periodos estacionales que se tienen, aspecto que hay que tener muy presente en esta etapa de recolección de información.

Ahora bien, el agua actuando en el sistema trifásico que constituye un suelo, al variar en su contenido, se afectan las siguientes características:

- Resistencia del suelo
- Deformabilidad
- Cohesión
- Expansión
- Agrietamiento
- Solubilidad
- Colapsibilidad
- Licuación
- Corrosión
- Erosión
- Tubificación
- Congelamiento y deshielo

Al aumentar el contenido de agua de los suelos finos fundamentalmente, en especial del tipo CH, CL y MH, se afectan muchas de las características antes señaladas, por ello tenemos que detectar estos problemas y tratar de evitarlos.

Al tratar de evitar estos problemas surge la pregunta ¿Cómo proteger estos suelos?, la simple formulación de la misma lleva implícito el pensar cuales son las obras complementarias que se requieren.

PROBLEMAS DE LOS SUELOS COMO MATERIAL DE CIMENTACIÓN.-

Los problemas que podemos encontrar son los siguientes:

➤ Suelos propensos a la consolidación.-

Los suelos propensos a consolidación son los suelos finos compresibles, los cuales al ser sometidos a un incremento de carga, disminuyen su volumen conforme pasa el tiempo. El proceso de consolidación tiene que ver con la magnitud de las cargas que vamos a aplicar. Es importante determinar si un suelo es compresible o no.

Para investigar si un suelo es compresible, se recurre a tomar muestras del suelo del cual se desea conocer esta característica, mediante alguno de los métodos de exploración ya conocidos, que permita recuperar muestras como pueden ser la realización de un PCA o con el SPT.

Las muestras de suelo se llevan al Laboratorio donde se le realiza la prueba de límite líquido si el valor de éste es menor del 50%, son suelos de compresibilidad baja o media por lo cual se añade al

símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL.

Si el límite líquido es mayor del 50% entonces los suelos finos son de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Se tiene así que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

Es preciso hacer notar que el término compresibilidad se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado que puede estar seco parcialmente o preconsolidado.

➤ **Suelos blandos.-**

Como su nombre lo indica son suelos muy compresibles a las acciones de las cargas que se puedan colocar sobre ellos, presentan baja resistencia al esfuerzo cortante.

➤ **Suelos Expansivos.-**

Este tipo de suelos en general se refiere a las arcillas expansivas, que es un suelo fino con composición mineralógica tal, que lo hace susceptible a sufrir apreciables cambios de volumen como consecuencia de cambios en el contenido de agua.

El empuje que puede generar un arcilla expansiva a las estructuras desplantadas en ellas, es de tal magnitud que puede dañarlas severamente.

Como ejemplo de lo anterior se tiene el aeropuerto de Santa Lucía, Méx., donde se construyó una pista de aterrizaje de 3 km. de largo, aquí el terraplén impidió la transpiración, se acumuló el vapor bajo la estructura, incrementando el contenido de agua, expandiéndose la pista en forma severa. Lo mismo ocurrió en los pisos de las casas habitación que se construyeron para los miembros del ejército en esa zona, además de presentarse serios agrietamientos en los muros de dichas construcciones.

➤ **Suelos Licuables.-**

Los suelos más susceptibles a licuación son las arenas finas sueltas y los limos no plásticos de granulometrías muy uniformes, situados bajo el nivel freático. La licuación ocurre cuando se tiene

la acción de una carga sobre este tipo de suelo y ocurre la acción de perturbaciones dinámicas como puede ser un sismo.

En una misma zona el potencial de licuación no es uniforme, dado que este tipo de suelos son depósitos que presentan gran erraticidad, por lo que se tiene que hacer un sondeo por cada sitio donde se va a apoyar una estructura o va a existir una descarga.

➤ **Suelos Colapsables.-**

Son suelos finos, que al igual que los suelos licuables se caracterizan por tener una granulometría uniforme, tienen una compacidad suelta, pero no necesariamente están saturados. Son suelos de tipo eólicos, como ejemplo en Norteamérica se tienen los Loess, los cuales tienen una estructura crítica para su estabilidad. Si les entra agua, ésta destruye la endeble estructura y se puede presentar el colapso. También su comportamiento es errático en una misma zona, por lo que deben tomarse medidas similares a las de los suelos licuables.

➤ **Suelos Solubles.-**

Son suelos que contienen sales en su composición mineralógica y al contacto con el agua éstas se solubilizan, pierden su estructura y en consecuencia baja su resistencia al esfuerzo cortante.

➤ **Suelos Corrosivos.-**

Son suelos que en su composición mineralógica o en el agua intersticial presenta materiales corrosivos, de tal manera que al estar en contacto las estructuras con estos suelos, las primeras se pueden corroer. Un ejemplo de lo anterior es el agua con sales corrosivas que se extrae de la Zona de Texcoco.

➤ **Suelos Erosionables.-**

Casi todos los suelos son susceptibles a erosión pero en particular los más susceptibles son los falto de cementación y cohesión.

➤ **Suelos con oquedades naturales o artificiales.-**

Es conveniente investigar el sitio donde se va a construir una obra para conocer si existen oquedades naturales como en los derrames basálticos del Pedregal de San Angel, o si ha habido explotación subterránea de materiales o minas como en la zona de Santa Fe, ambos sitios en el Distrito Federal.

➤ **Suelos Degradables.-**

Son suelos degradables aquellos que al ser expuestos a la intemperie cambian sus propiedades, por ejemplo las formaciones de margas o lutitas. La marga en presencia del agua se convierte en CH, o con el aire se empieza a degradar. La lutita en presencia del agua se degrada con gran rapidez.

➤ **Suelos susceptibles al congelamiento y al deshielo.-**

En nuestro país casi no tenemos este problema, salvo en algunas zonas del norte de la República, el problema se presenta porque el agua al congelarse aumenta su volumen, al aumentar su volumen se rompe la estructura de lo que hay arriba y pierde resistencia. Al venir el deshielo ese material se convierte en un lodazal.

CAPITULO III.-

EXPLORACION Y MUESTREO

Objetivos del Programa de Exploración Geotécnica.-

El objetivo de la exploración geotécnica, es obtener muestras representativas de los diversos estratos o formaciones que subyacen al terreno natural donde habrá de desplantarse la obra a fin de poder determinar el nivel apropiado desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad para apoyar los cimientos.

Para fines de análisis de la cimentación de un puente habrá de realizarse una exploración detallada del subsuelo que permita definir el perfil de suelo el cual facilitará el análisis de la cimentación de la estructura.

Métodos de Exploración.-

Los trabajos de exploración que se requieren para el estudio de cimentación de un puente se fundamentan, en los mismos métodos de exploración y muestreo de suelos que se aplican a todos los campos de la Mecánica de Suelos, en este trabajo se hará mención de estos métodos de manera general tomando en cuenta que las exploraciones en los cruces donde habrá de construirse un puente, la experiencia mexicana se ha basado en la prueba de penetración estándar cuya popularidad se ha extendido ampliamente probando su utilidad en este tipo de trabajos. En este método se harán las puntualizaciones respectivas.

En los métodos de exploración pueden distinguirse dos grupos siendo estos los métodos directos y los indirectos.

Métodos Directos.- Son aquellos mediante los cuales se obtienen muestras representativas de los diversos estratos o formación que subyacen al terreno natural.

Métodos Indirectos.- Son aquellos en los cuales no se obtiene muestra alguna de manera tal que los cambios en las condiciones estratigráficas del subsuelo, se obtiene de la interpretación de los resultados.

Dentro de los métodos directos se tienen los siguientes:

Pozo a Cielo Abierto (PCA).- Como su nombre lo indica este método consiste en hacer una excavación a la que se le denomina pozo, generalmente de sección cuadrada o rectangular, hasta una profundidad en que las operaciones prácticas como el traspaleo, el nivel de aguas freáticas y la estabilidad de las paredes lo permitan.

De este pozo se obtienen muestras alteradas y se pueden obtener muestras inalteradas labrándolas de las paredes del pozo.

Generalmente se lleva a cabo este método cuando se presume que a poca profundidad se pueden encontrar condiciones adecuadas para cimentar una estructura por superficie, por otra parte el pozo permite observar directamente las condiciones estratigráficas del subsuelo. En la fig.1 se observa el armado de un PCA.

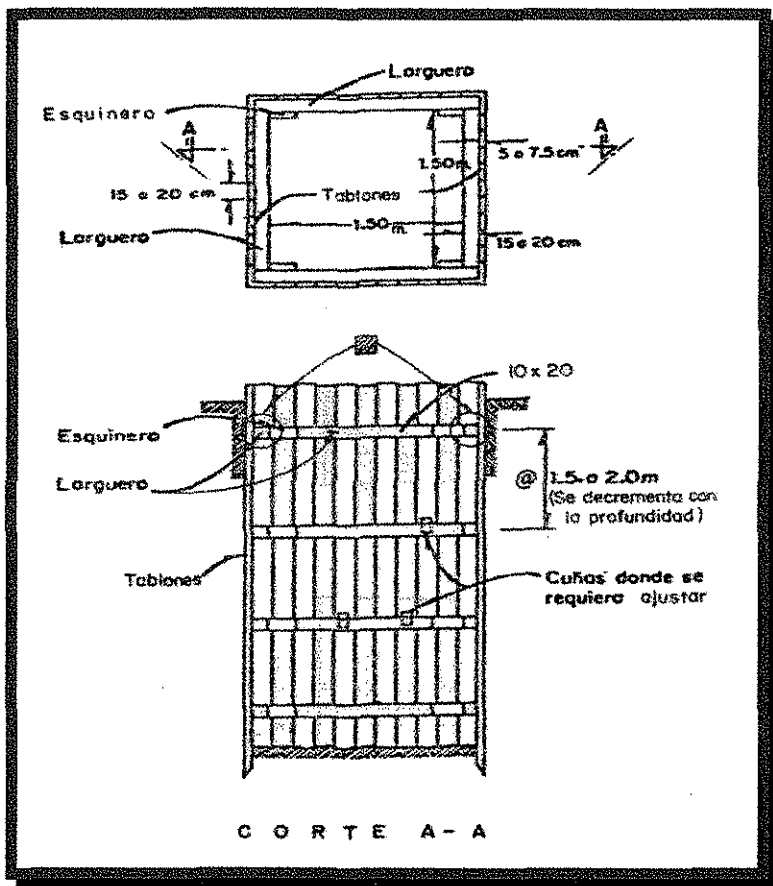


Fig. 1 Ademado para un pozo a cielo abierto

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En su realización se emplean herramientas y materiales tales como: picos, palas, barretas, cuchillos (para labrar las muestras), espátulas, machetes, arco de segueta con alambre de acero como

elemento cortante, manta de cielo, parafina, brea (estos tres últimos para envolver las muestras inalteradas), estufa de petróleo, brocha de 10 cm, tarjetas de identificación, cajones, costales y cable de manila.

Posteadora, Barrreno Helicoidal.- Este método consiste en utilizar herramientas como la posteadora que es un instrumento integrado por un poste (tubo metálico) que en el extremo superior trae un maneral y en el inferior trae acoplada un par de hojas de lámina curvadas, la forma de accionarla es hacer un agujero pequeño con un pico y una pala con el objeto de introducir en él la posteadora y por medio de giros aplicados en el maneral se hace avanzar la herramienta en el terreno, esta operación permite que las muestras de suelo queden atrapadas entre las hojas curvadas. El procedimiento se repite para avanzar dentro del pozo agregando tramos de tubería. El barreno helicoidal se opera en forma análoga a la posteadora, estas herramientas se presentan en la Fig. 2.

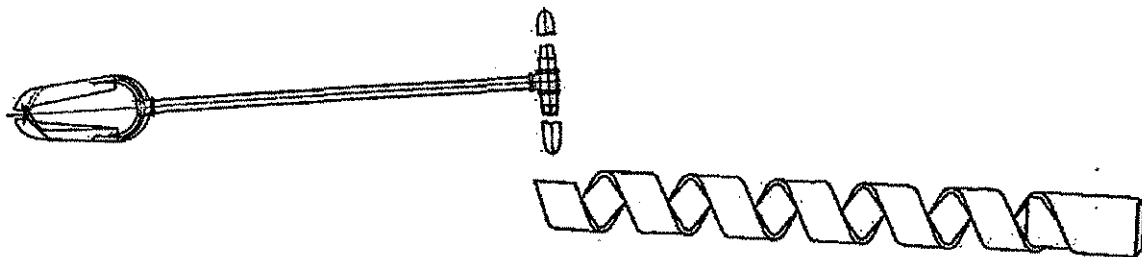


Fig. 2 Posteadora con maneral y barreno helicoidal

En la operación de estos elementos se emplean la posteadora propiamente dicha que puede ser de 4" a 9" de diámetro, el barreno helicoidal el cual hay desde 2" hasta 3 ½" de diámetro, tubos de ¾" en tramos de 1m los cuales sirven como extensiones, llaves Steelson, frascos, parafina, brea, tarjetas de identificación de muestras, pico y pala.

Prueba de Penetración Standard (SPT).- Esta prueba cuyas siglas en inglés SPT (Estándar Penetration Test) fue desarrollada por el Dr. Karl Von Terzaghi, luego de realizar una serie de estudios a una muestra inalterada de suelo, él mismo incansable investigador a quien se le considera como el fundador de la Mecánica de Suelos, realizó innumerables ensayos en arenas, limos y arcillas después de los cuales fijó las especificaciones que rigen dicha prueba.

Este método consiste en hincar el penetrómetro estándar 45 cm en el terreno que se explora mediante una serie de golpes aplicados al ensanchamiento del cabezote de la tubería de perforación con un martinete de 63.5 Kg (140 lb), el cual se deja caer libremente desde 76 cm (30 pulg) de

altura luego de ser elevado con un cable que es accionado con máquina o manualmente, el cual está suspendido por una polea del trípode y se guía por la tubería de perforación, a través de su diámetro interior. En la Fig.3 se muestra un esquema de la disposición de los elementos de esta prueba.

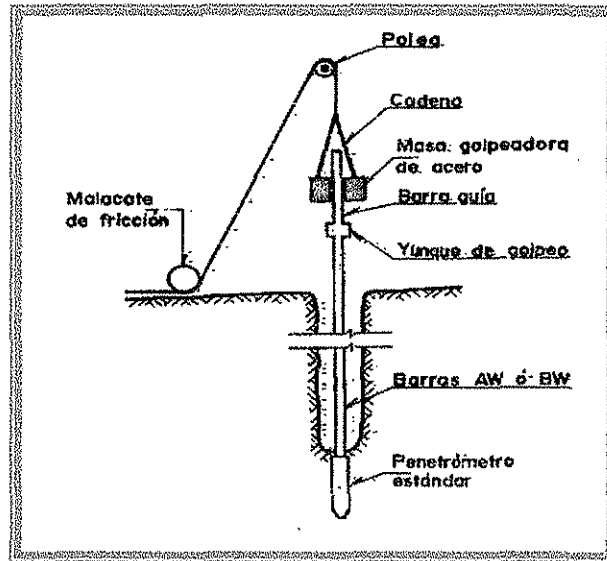


Fig. 3 Prueba de Penetración Estándar

Durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponde a cada uno de los tres avances de 15 cm.

La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm de (15 a 45 cm) del terreno que se explora; los golpes para hincar los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos, dada la alteración inducida a causa de la perforación.

De esta manera la prueba de penetración estándar permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes N que se requieren para hincar el penetrómetro estándar, por otra parte, se obtienen muestras alteradas las cuales nos sirven para identificar los suelos del sitio, así mismo se pueden conocer las condiciones estratigráficas del subsuelo aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice tales como el contenido natural de agua, límites de consistencia y granulometría, estimando la resistencia al corte de cada uno de los estratos mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Estas correlaciones han permitido elaborar tablas y gráficas donde se muestran correlacionados el número de golpes, el ángulo de fricción interna y la compacidad de las arenas. Ver. Figs. 4 y 5

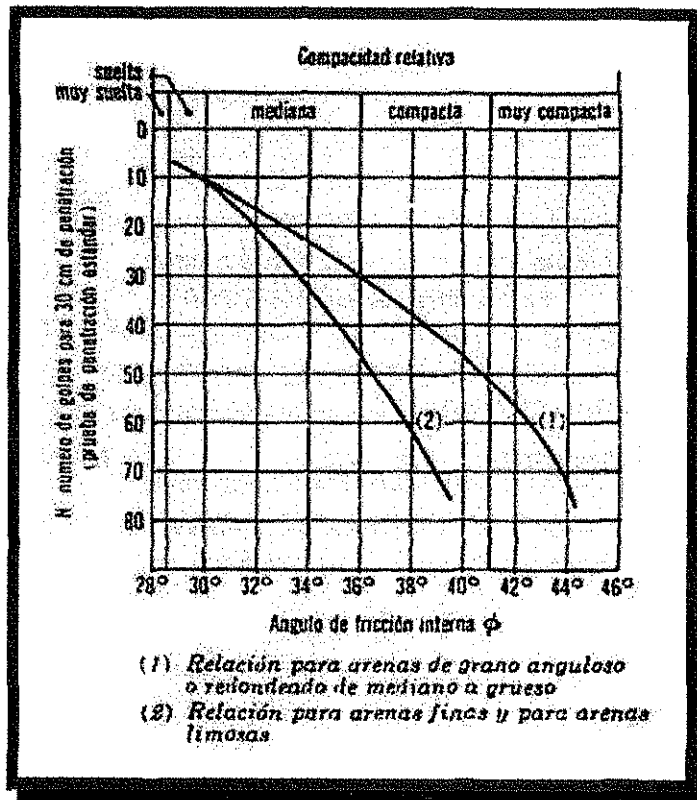


Fig. 4.- Correlación entre el número de golpes para 30 cm. de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de arenas.

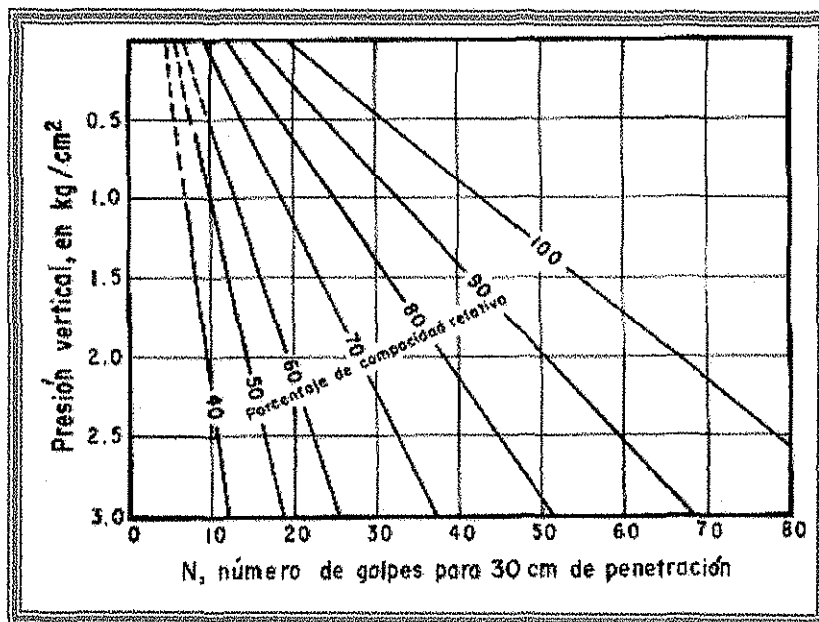


Fig. 5.- Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa de las arenas

De manera similar se ha establecido una correlación entre el número de golpes y la resistencia a la compresión simple en las arcillas, esta correlación en la práctica ha demostrado ser poco confiable por lo que no debe aplicarse para el diseño geotécnico definitivo, es preferible determinar dicha resistencia a partir de muestras inalteradas.

En las tablas IV y V se presentan las correlaciones tanto para suelos granulares como para suelos cohesivos, en las que interviene el número de golpes, N.

TABLA IV COMPACIDAD RELATIVA DE LAS ARENAS						
N(No. de golpes)			Denominación	Compacidad relativa		
0	-	4	Muy suelta	0	-	5
4	-	10	Suelta	5	-	25
10	-	30	Media	25	-	60
30	-	50	Compacta	60	-	75
más de	-	50	Muy compacta	mayor de	-	75

TABLA V CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS						
N (No de golpes)			Denominación	Resistencia a la Compresión simple, en Kg/cm ² (aprox)		
0	-	2	Muy blanda	0	-	0.25
2	-	4	Blanda	0.25	-	0.5
4	-	8	Poco firme	0.5	-	1
8	-	15	Firme	1	-	2
15	-	30	Muy firme	2	-	4
mayor de	-	30	Dura	mayor de	-	4

Los resultados que se obtienen a partir de haber realizado la prueba de penetración estándar son los siguientes:

Muestras Alteradas.- Las muestras recuperadas con el penetrómetro estándar son muestras alteradas que sirven para identificar los suelos y para realizar las pruebas índice.

Perfil Estratigráfico.- Con los resultados de las pruebas índice efectuadas a las muestras alteradas y la clasificación de suelos previa realizada en el campo, se elabora el perfil estratigráfico de los suelos que subyacen al sitio donde se desplantará la obra.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Resistencia a la Penetración.- Cada una de las pruebas de penetración estándar arroja un número de golpes N, los cuales se representan gráficamente mediante puntos que se ubican a las profundidades respectivas. Estos puntos se unen, obteniéndose líneas que definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con respecto a la profundidad. Ver. Fig. 6.

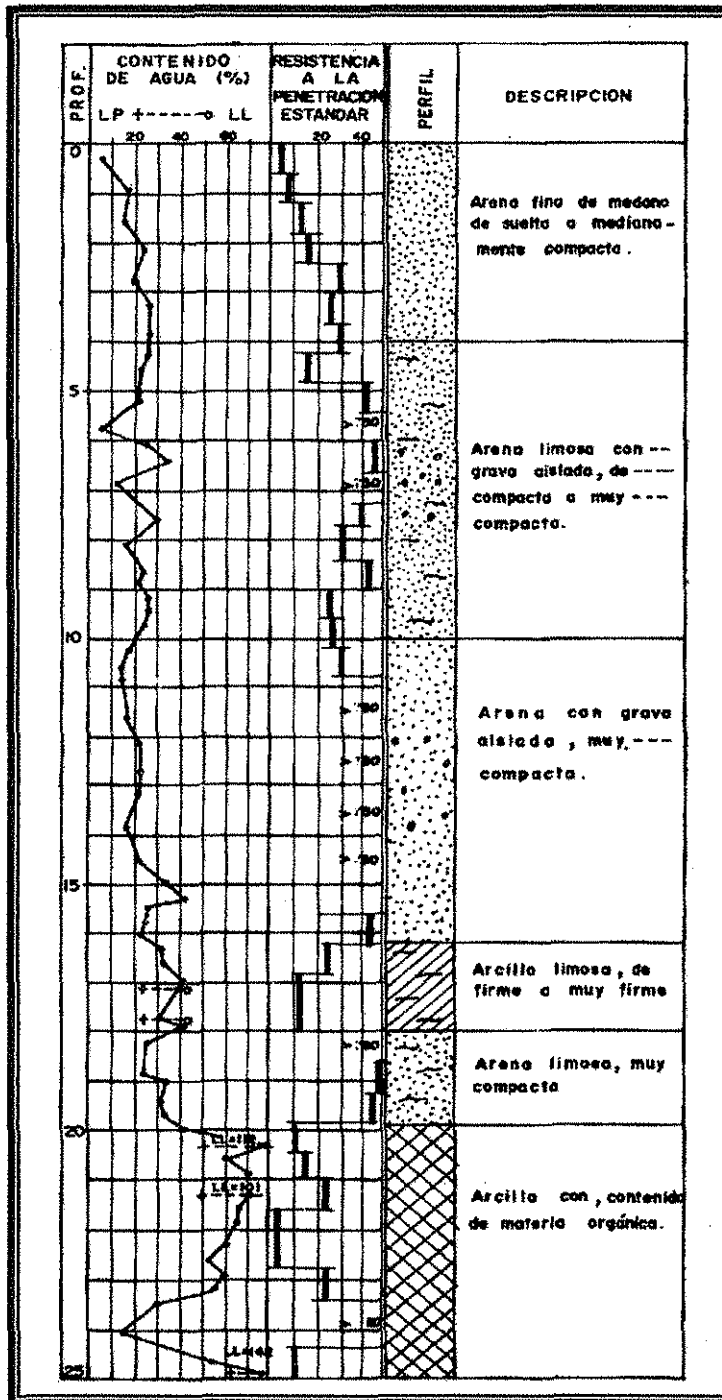


FIG. 6—Sondeo de Penetración Estándar (desembocadura del río Ameca, Puerto Vallarta, Jal).

Interpretación de Resultados.-

La prueba de penetración estándar se interpreta a través de las correlaciones empíricas entre el número de golpes N, resistencia a la compresión simple y consistencia relativa en suelos cohesivos y entre N y la compacidad relativa en el caso de suelos granulares. Estas correlaciones se presentaron en las Tablas IV y V respectivamente. Es conveniente aclarar que tales correlaciones deben aplicarse con reservas ya que no definen con precisión los parámetros de resistencia del suelo.

El equipo y herramientas que se requiere para efectuar la prueba son los siguientes: Muestreador de media caña, Fig. 7 (penetrómetro estándar); polea sencilla, Fig. 8; martinete de 63.5 kg., Fig. 9; tripié; tubería de ademe, posteadora para el caso de materiales cohesivos, barras de perforación AX, con cople de golpeo; guía para el martinete; malacate, trépanos, llave de cadena, cable, llaves Steelson, frascos de boca ancha, parafina y brea, tarjetas de identificación, bomba de agua y junta giratoria.

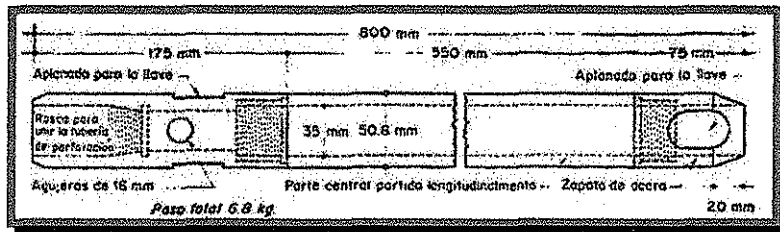


Fig. 7 Penetrómetro Estándar



Fig. 8 Polea sencilla



Fig. 9 Martinete

Método de Lavado.-

Este método es un proceso exploratorio rápido y económico que se utiliza frecuentemente como auxiliar de otros métodos de perforación para avanzar en el sondeo. Las muestras que proporciona este método son alteradas y se consideran no representativas.

El método consiste básicamente en lo siguiente: Luego de haber instalado el tripié y la máquina perforadora, se hinca en el suelo un tramo de ademe, enseguida, se introduce dentro de este el trépano conectado a las varillas de perforación y en cuyos extremos va conectada la junta giratoria, a través de la cual se inyecta el agua a presión, el avance de la perforación que ocurre al girar las varillas de perforación conjuntamente con el trépano, va desalojando el material que se encuentra entre las paredes del tubo de ademe y la varilla de perforación, formando una mezcla de agua y material en suspensión, la cual se recoge en un recipiente para su análisis.

El proceso se detiene una vez que se llega con la perforación y el lavado hasta la parte inferior de la tubería de ademe, momento en que se suspende la inyección del agua y se vuelve a repetir el procedimiento. Ver Fig. 10.

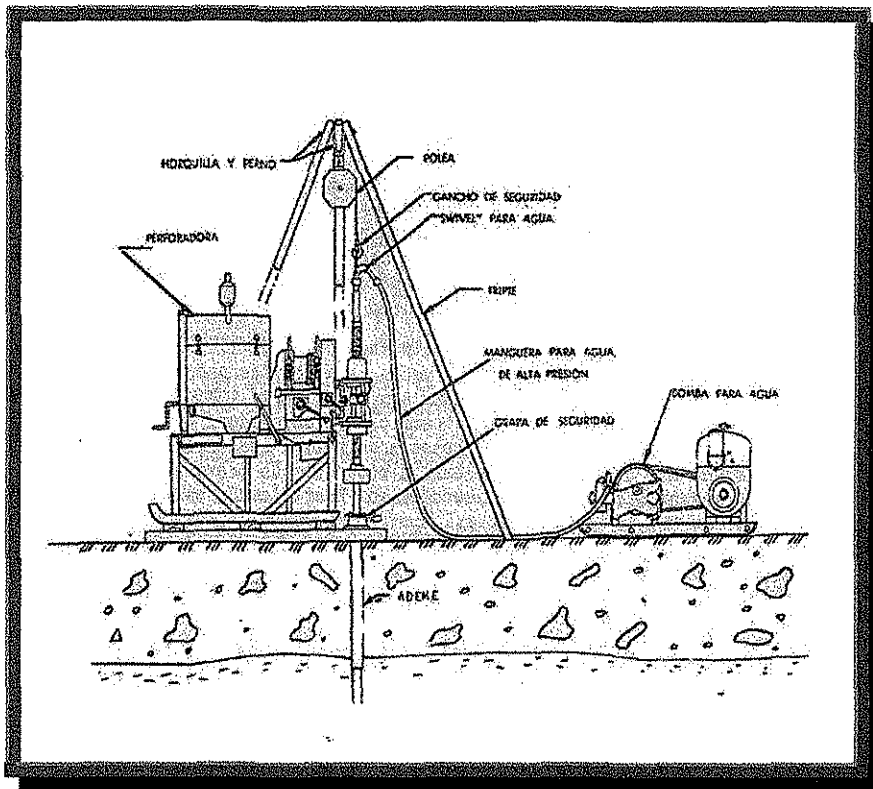
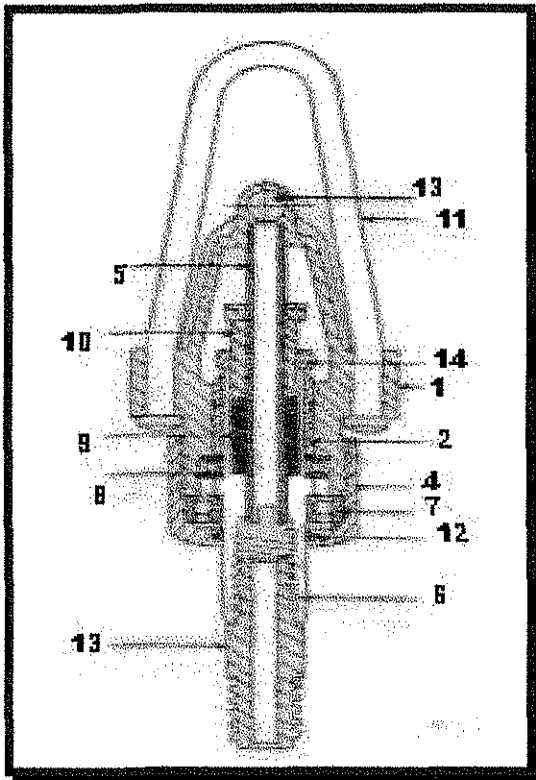


Fig. 10.- Instalación de la perforadora, tripié y bomba de agua.

El equipo y herramientas que se requiere para llevar a cabo este método es el siguiente: máquina perforadora, tripié, polea sencilla, tubería de ademe, barras de perforación, bomba de agua, malacate, cable, llaves de cadena, llaves Steelson, mangueras, recipiente para obtener la muestra, junta giratoria (fig. 11) y trépanos (fig. 12).



1.- Cuerpo principal; 2.- Bushing; 3.- Entrada del agua; 4.- Tapón inferior para el cuerpo principal; 5.- Tubo de lavado; 6.- Adaptador del cople y tubería de barrenos; 7.- Cojinete de baleros; 8.- Cojinete sostén de baleros; 9.- Anillos de embalaje; 10.- Tuca para fijar los baleros; 11.- Gancho para elevar; 12.- Filtro de empaque; 13.- Cople; 14.- Tuerca de presión; Niple; Codo a 45°

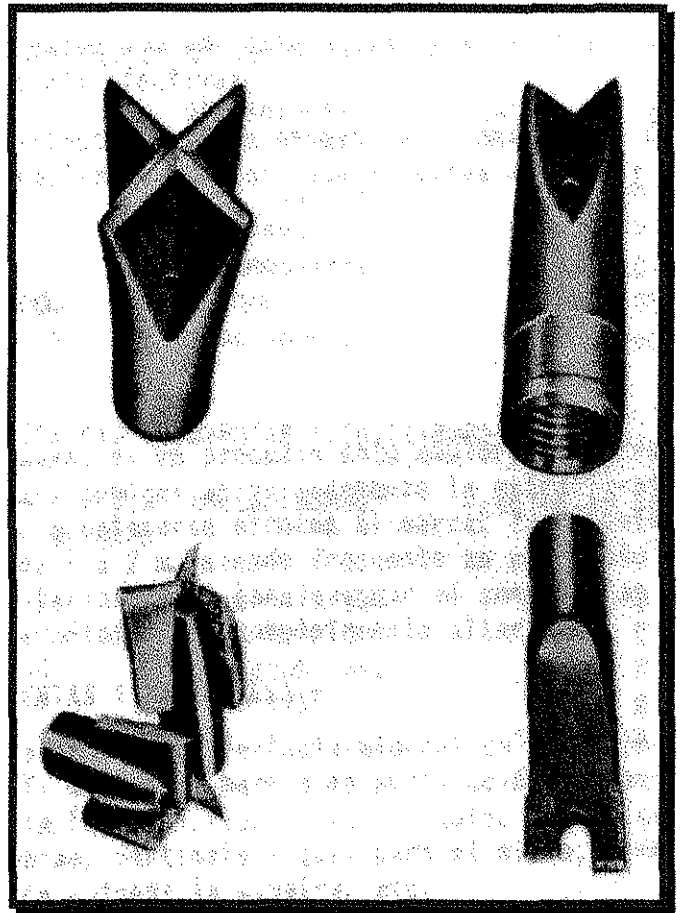


Fig. 12 Diferentes tipos de Trépanos.

Fig. 11 Junta Giratoria swivel

Muestreo Inalterado con tubo de pared delgada tipo Shelby.-

El muestreo continuo con tubo de pared delgada consiste en hincar a presión, en suelos cohesivos, este tipo de tubos conocidos como tubos shelby. Este método exploratorio permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas para ser enviadas al laboratorio y de ésta manera suministrar especímenes con los cuales se puedan determinar las características físicas y mecánicas (resistencia y compresibilidad) de este tipo de suelos.

M.J. Hvorslev a quien se deben las primeras experiencias de este método, las cuales datan de 1949, recomienda operar las herramientas de perforación para obtener las muestras ejerciendo presión y nunca a golpes ni ningún otro método dinámico, así mismo, llevar a cabo la operación a velocidad constante a fin de evitar al máximo la alteración de la muestra.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

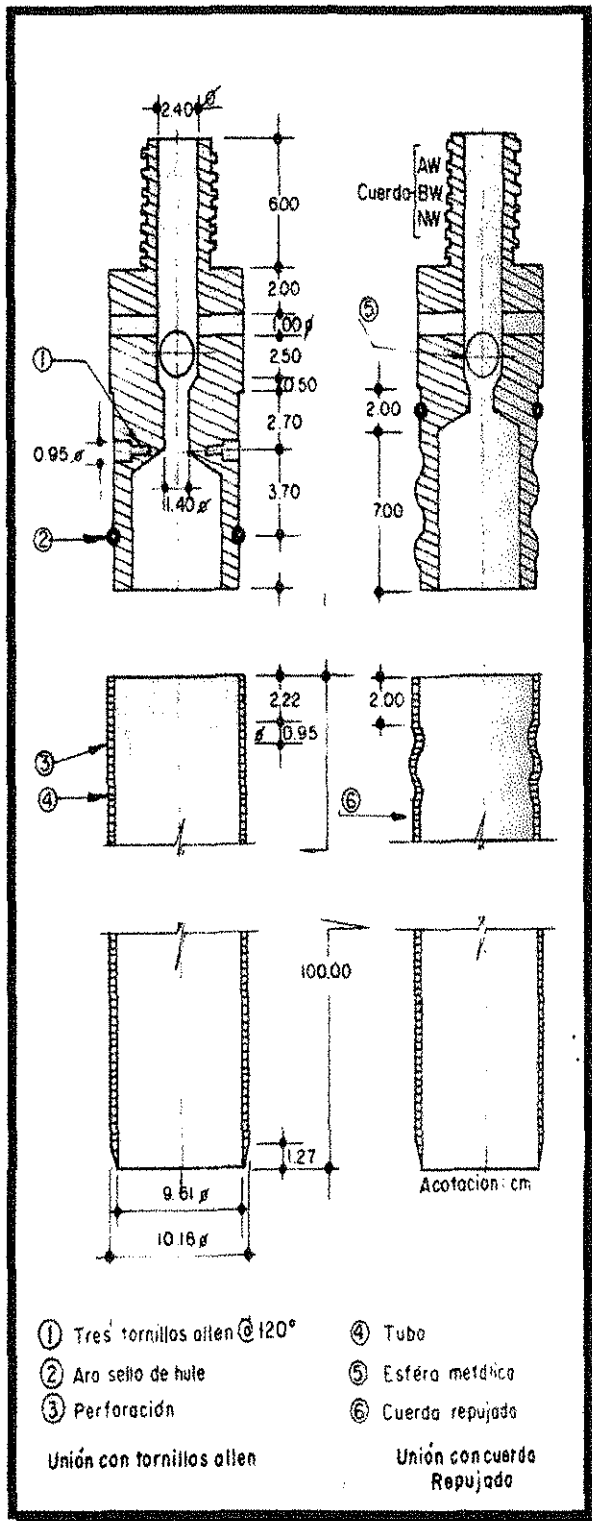


Fig. 13 Muestreador de pared delgada con válvula esférica de pie

El tubo shelby debe ser de lámina de acero o latón, siendo mas común el primero, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, la cual va montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hinca el muestreador desde la superficie, figs. 13 y 14.

El espesor de la lámina es variable, siendo comunes los tubos construidos con lámina de acero con calibres que van del 16 al 20, con diámetro mínimo de 7.5 cm y los más usuales de 10 cm. Únicamente deben usarse estos últimos, sobre todo cuando se hagan pruebas de consolidación que requieran especímenes de 8 cm de diámetro.

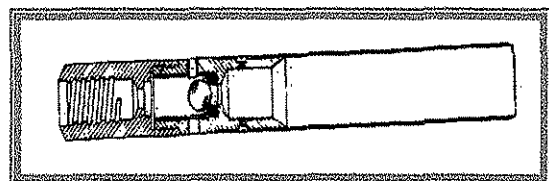
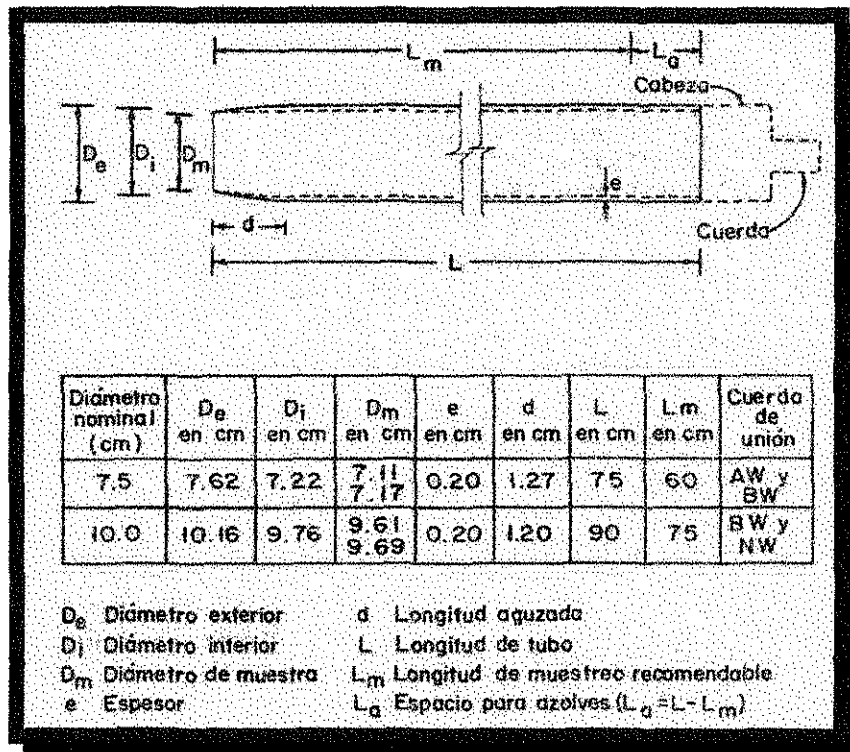


Fig. 14 Penetrómetro de pared delgada tipo Shelby.

En la fig. 15 se observan las dimensiones que deben satisfacer los tubos de pared delgada



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 15 Dimensiones de los tubos de pared delgada

Adicionalmente Hvorslev estableció las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer este tipo de muestreadores para lograr un buen funcionamiento, fig. 16.

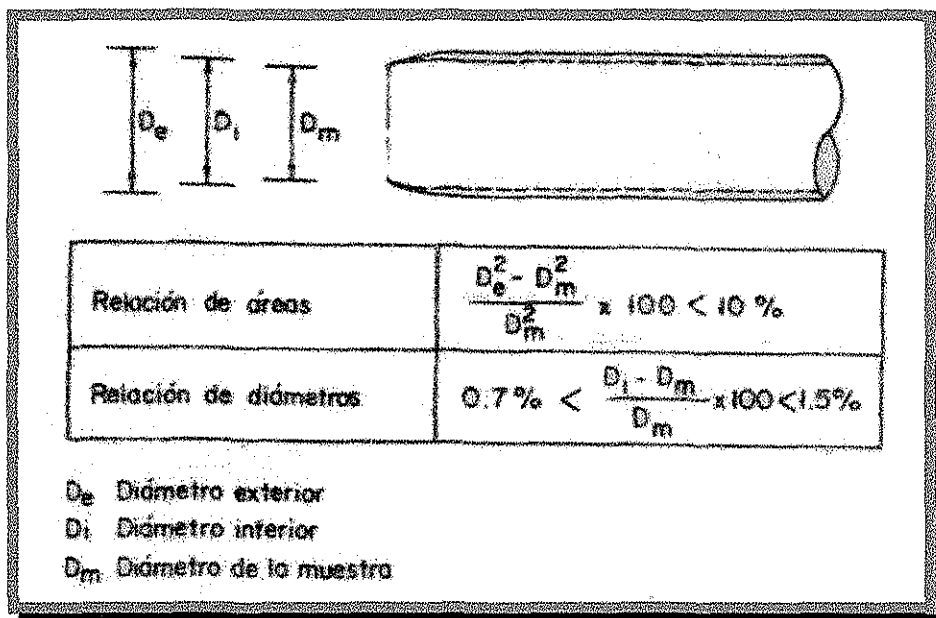


Fig.16 Relaciones de Areas y Diámetros.

El equipo y herramientas que se emplean con este método son los siguientes: tripié, máquina perforadora, diferencial de 1.5 ton. o más, bomba de agua, junta giratoria, trépanos, mangueras, tubería de ¾" o más según capacidad de la bomba, malacate, juego de poleas, tubería de ademe, barras de perforación, tubos muestreadores, cabezote, cable, llaves de cadena, llaves steelson, Parafina, brea, estufa de petróleo y posteadora.

En la realización de un sondeo, se tiene la ejecución alternada del muestreo, avance y rimado de la perforación, por lo tanto la técnica de perforación que se utilice es una parte fundamental del trabajo de campo que influye en la calidad del muestreo.

De ahí que las muestras de suelos blandos que se obtienen con tubos shelby, utilizando técnicas de perforación a base de rotación o lavado, pueden resultar fisuradas, lo cual puede observarse por la bentonita o azolve que penetra en ellas.

Para reducir la influencia de la técnica de perforación en la obtención de muestras de calidad, es común hacer uso de la posteadora-rimadora, combinando su acción con la broca de aletas, siguiendo la siguiente secuencia:

1. Perforar con la broca de aletas hasta una profundidad de 1.0 m arriba de la profundidad de muestreo.
2. Perforar con la posteadora rimadora el tramo faltante de 1.0 m y
3. Muestrear con el tubo de pared delgada

El hincado del tubo shelby debe ser de 75 cm de longitud y efectuarse a una velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg., de esta forma queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieron haber quedado dentro del pozo. Una vez que se ha hincado el tubo, se dejan pasar tres minutos a fin de que la muestra se expanda en el interior y aumente la adherencia entre el suelo y las paredes del tubo; al concluir este tiempo se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca al exterior, se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

Tubo dentado.-

Este tipo de muestreador permite obtener muestras prácticamente inalteradas de arcillas duras y limos compactos o cementados, consiste de un tubo de acero de 10 cm. de diámetro y un metro de longitud que en la parte inferior tiene 8 dientes de corte dispuestos simétricamente, que miden de 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base, los dientes se distribuyen alternando un diente recto y otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, esto último con el objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo.

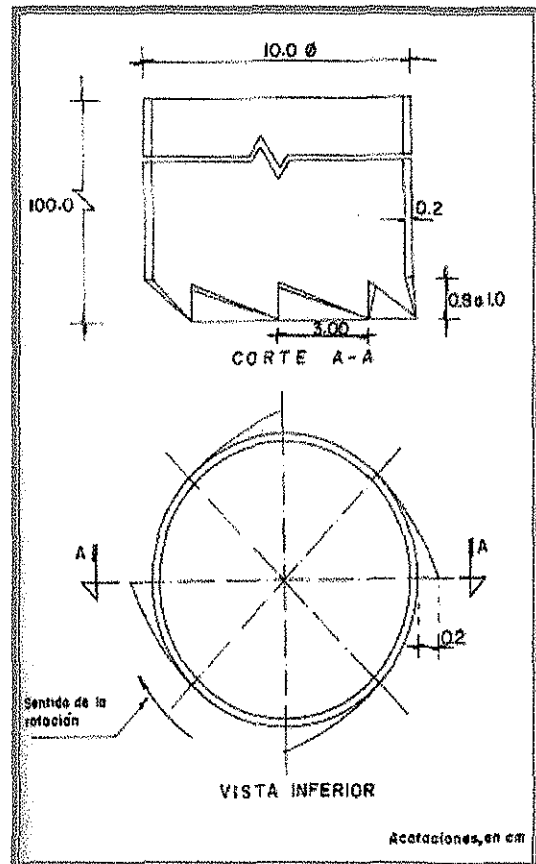
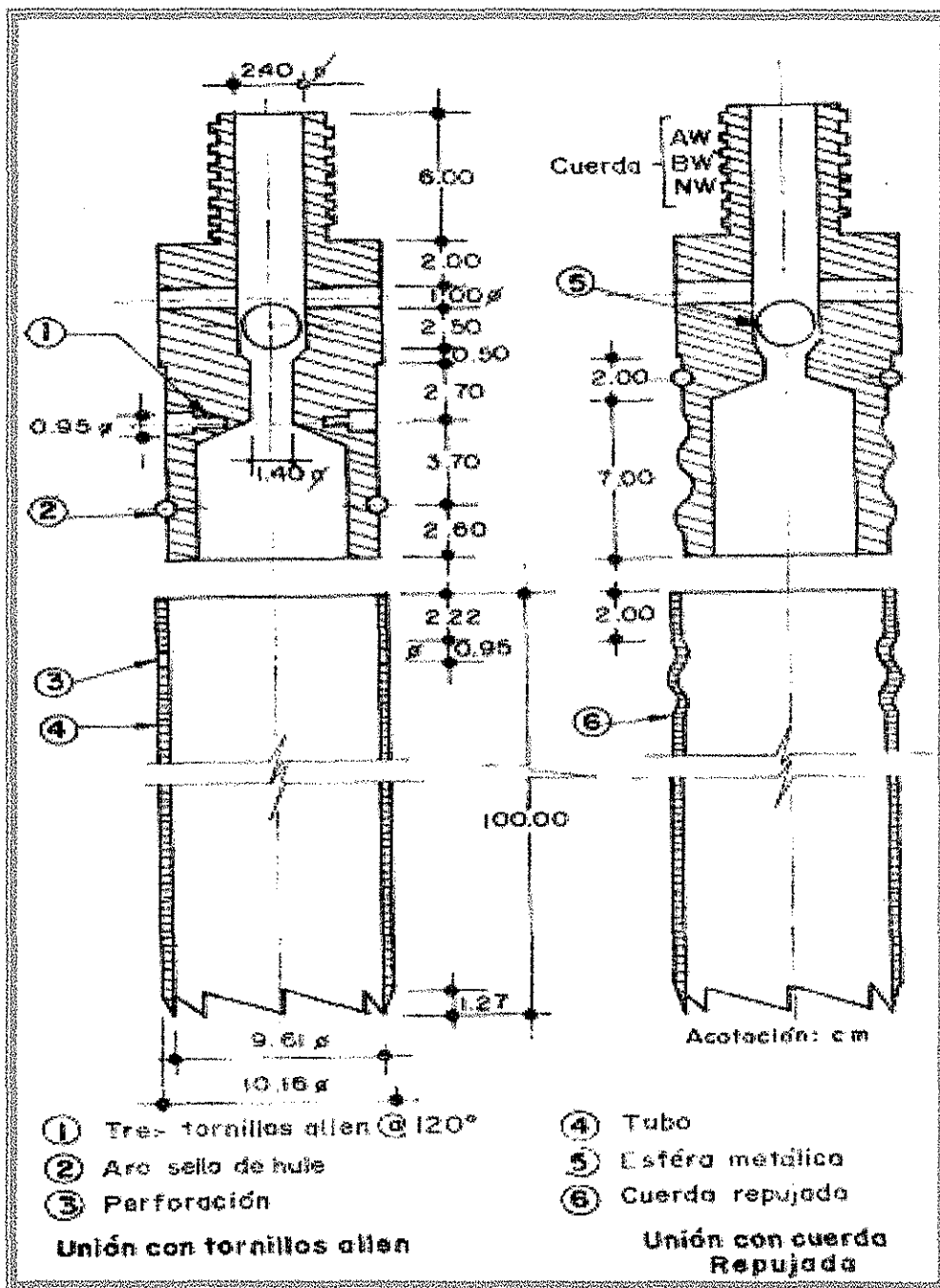


Fig. 17 Muestreador de tubo dentado

El muestreador puede operar con los dos tipos de unión comunes, el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda repujada, este último ha probado ser más confiable que el primero, aún en suelos duros. (fig. 18)

La forma en que se opera este muestreador es hincándolo a rotación con velocidades menores de 100 rpm y presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s, hasta penetrar 75 cm; lo anterior permite que quede sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieron haber quedado dentro del pozo. Al igual que con el tubo shelby una vez hincado el tubo dentado se deja en reposo 3 minutos a fin de que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia contra las paredes del tubo, luego se corta la base del espécimen, girando dos vueltas el muestreador y enseguida se extrae el tubo se limpian sus extremos y se identifica el tubo.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 18 Muestreador de tubo dentado con válvula esférica de pie.

Las muestras que se recuperan con el tubo dentado son de mejor calidad que las que se obtienen con el barril Denison, que es otro tipo de muestreador, sobre todo en los suelos arcillosos duros y capas granulares compactas.

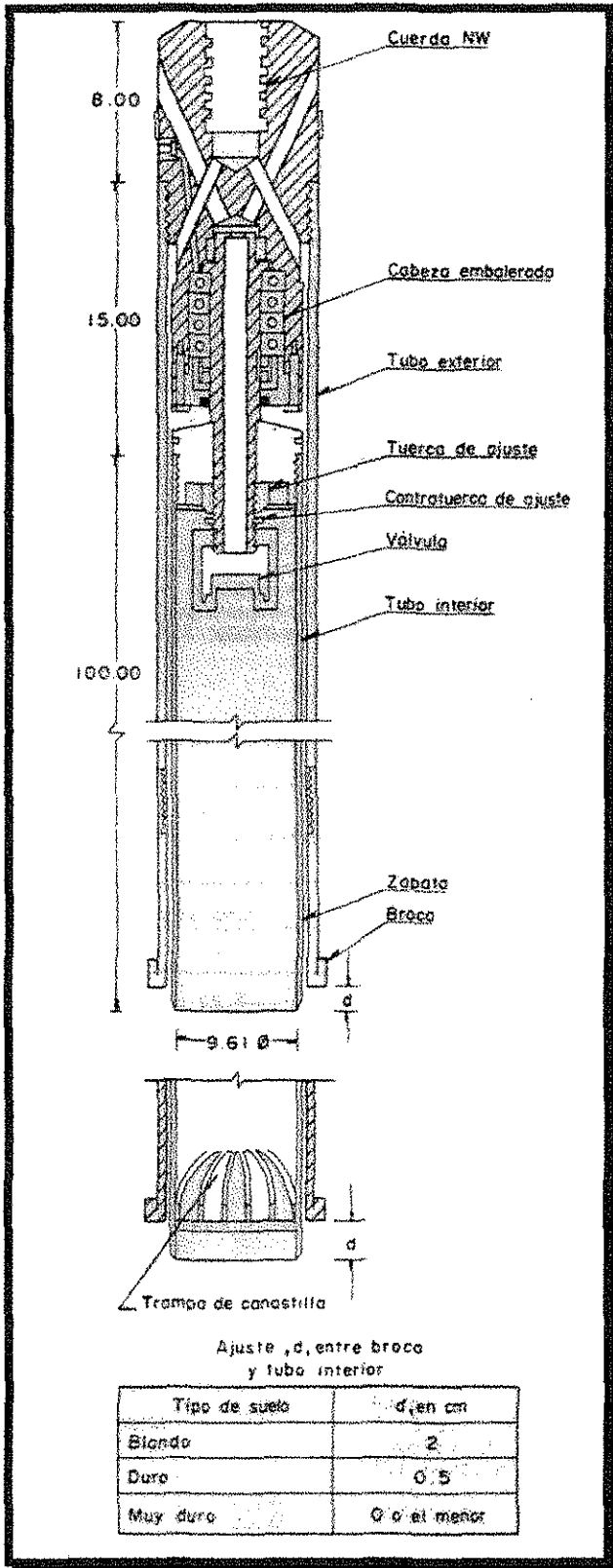


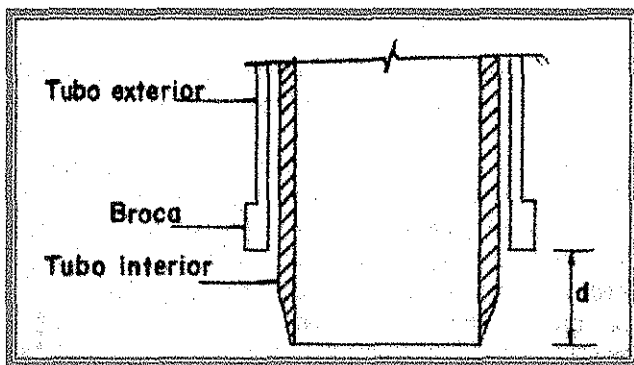
Fig. 19 Muestreador Denison

Barril Denison.-

Este tipo de muestreador opera a rotación y presión con el se obtienen especimenes de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático. Cuando se muestrea este tipo de suelos arriba del nivel freático, las muestras se contaminan con el agua o lodo de perforación, de ahí que se considere como condición usar aire, como fluido de perforación.

El barril Denison (fig. 19), consiste en dos tubos concéntricos, el tubo interior es el que penetra el suelo a presión en tanto que el exterior gira y mediante la broca que se encuentra en su extremo, corta el suelo circunvecino. Para la operación de este equipo se requiere utilizar fluido de perforación de preferencia aire, el cual se hace circular entre ambos tubos.

Como se observa en la figura anterior la cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre los dos tubos, de esta forma el tubo interior se hinca en el suelo una distancia d antes que la broca, lo anterior es con el objeto de proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede causar el fluido de perforación, ver fig. 20.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 20 Ajuste del Muestreador Denison

Las dimensiones del barril Denison para obtener muestras de 7.5 cm y 10 cm de diámetro, se observan en la tabla VI.

TABLA VI.- DIMENSIONES DEL MUESTREADOR DENISON, EN CM.

Diámetro nominal	Tubo interior				Tubo exterior				Barras de operación
	D_e	D_i	D_m	L	D_e	D_i	L	L_m	
7.5	7.62	7.22	7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.76	9.71	90	11.16	10.46	105	75	NW

donde:

D_e	diámetro exterior	L	longitud de tubo
D_i	diámetro interior	L_m	longitud de la muestra
D_m	diámetro de la muestra		

Cuando se trate de muestrear suelos granulares es pertinente adaptarle una trampa de canastilla, como se observa en la Fig. 19.

La forma en como opera este equipo es la siguiente: una vez que ha sido ajustada d , se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca la profundidad d , para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. En este proceso de muestreo la máquina perforadora transmite a través de la columna de barras fuerza vertical y rotación, la primera puede ser hasta de 1 ton en tanto que la segunda oscila entre 50 rpm para materiales blandos y 200 rpm para los duros.

El proceso de rotación y fuerza axial se suspende una vez que se ha alcanzado la profundidad programada o cuando el muestreador ya no puede avanzar, enseguida se deja reposar tres minutos, para que se expanda la muestra y aumente su adherencia contra las paredes del tubo, acto seguido se corta el espécimen por la base mediante la aplicación de giros y luego se procede a extraer el muestreador.

En la operación de este equipo la broca sufre calentamiento por lo cual el proceso de enfriamiento se lleva a cabo con fluido de perforación que circula por el espacio anular entre los dos tubos.

El barril Denison es el muestreador adecuado para tobas duras, teniendo precaución de utilizar aire como fluido de perforación cuando se muestrea arriba del nivel freático.

En muestreos abajo del nivel freático es factible utilizar agua o lodo. La presión de operación del fluido de perforación, debe ser la mínima necesaria para mantener limpia la perforación.

Técnicas de Perforación.

Una vez vistos algunos de los métodos de exploración más comunes en el estudio del subsuelo con fines de obtener muestras de los distintos estratos que se encuentran por debajo del terreno natural, estudiar sus características físicas y mecánicas, elaborar el perfil estratigráfico respectivo y determinar la profundidad de desplante adecuada, conviene hacer algunas puntualizaciones de las técnicas y equipo que intervienen en la realización de los sondeos.

Para llevar a cabo la perforación se requiere el siguiente equipo: máquina perforadora rotatoria, bomba de presión, barras y ademes y brocas de perforación.

Máquina perforadora rotatoria.-

Estas máquinas han sido diseñadas para llevar a cabo la exploración en dos grandes campos; uno de estos es la exploración minera y geológica y el otro la exploración geotécnica, en el primero predomina la perforación en roca la cual con frecuencia se lleva a cabo en galerías y túneles; en este campo se han desarrollado máquinas capaces de desplazarse por laderas y desarrollan velocidades de rotación mayores de 700 rpm y en las que la longitud de carrera del vástago de perforación no es muy trascendente.

En el segundo campo se tienen máquinas que vienen montadas en vehículos o remolques de gran movilidad que desarrollan velocidades de rotación menores de 800 rpm y longitud del vástago de perforación mayor de 1.5 m.

La diferencia fundamental entre ambas máquinas estriba en la longitud del vástago de perforación, es importante hacer el señalamiento que los muestreadores de suelo requieren de un vástago de perforación con carrera mínima de 75 cm. En la tabla VII se presentan las características de algunas máquinas de perforación.

TABLA VII.- CARACTERISTICAS DE LAS MAQUINAS DE PERFORACION

Máquina	Peso, en kg	Capacidad, en m.		Fuerza de empuje, en kg	Velocidad de rotación, en rpm	Par máximo, en kg-m	Carrera de perforación, en m	Potencia, en hp
		Espirales 4 1/2"	Diámetro NW					
Longyear (*) Mod. 34	1130	-	260	3200	22-1510	-	0.6	36
Mobile Drill Mod. B53	1826	75	300	8558	27-716	824	1.2	97
Mobile Drill Mod. B61	3721	90	450	4800	65-850	1230	1.7	97
Acker Mod. AD II	2310	76	300	7200	55-553	632	1.8	50
Acker Mod. MP50	1996	46	300	3200	43-287	518	1.8	48
SIMCO Mod. 2800 Hs.	1200	35	90	2950	0-300	207	1.9	32
CME Mod. 55	2720	75	300	7257	100-650	970	1.8	-
CME Mod. 45	1280	45	150	4080	75-475	414	1.7	36

(*) Máquina para exploración minera y geológica

Bombas de Presión.-

Las bombas que se utilizan en la perforación deben ser capaces de operar con lodos bentoníticos. Las más comunes son las de cavidad progresiva, sin embargo para sondeos considerados poco profundos (h =profundidad < 50 m) se han estado utilizando bombas centrífugas de alta presión, aún a sabiendas que sus impulsores quedan sujetos a importantes desgastes. En la tabla VIII se presentan las características de estas bombas.

TABLA VIII.-CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS

Marca	Tipo	Gasto, en ℓ/min	Presión, en kg/cm^2	Potencia, en hp	Diámetros, en pulg.	Maneja
Moyno Mod. 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	3 x 2	Lodos densos
Barnes Mod. Caracol	Centrífuga de alta presión	150	8	10	3 x 2	Lodos medios

Barras y Ademes.-

Las barras de perforación son tubos de 3.05m de longitud (medida estándar) con paredes gruesas cuyo orificio interior permite el paso del agua. El diámetro de estas barras varía de acuerdo con el tipo de muestreador con el que vaya a usarse, por ejemplo las barras EW se utilizan para la penetración del cono eléctrico, las AW y BW son las que en general se emplean más, en tanto que las NW se recomiendan poco para el muestreo de suelos. En la tabla IX se presentan las características de las barras de perforación más usuales.

TABLA IX.- MEDIDAS DE LAS BARRAS DE PERFORACION MAS USUALES

Barra	ϕ_e		ϕ_i		ϕ_c		Peso, en kg/ml	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm		
EW	1 3/3	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	4.6	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	6.5	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	6.2	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	8.0	3

Longitud estándar: 3.05 m (10 pies)

ϕ_e diámetro exterior
 ϕ_i diámetro interior
 ϕ_c diámetro interior del cople

En los que se refiere a los ademes, estos son tubos metálicos cuyos diámetros interiores de 76 y 101 mm, son en algunas ocasiones limitantes para el diámetro de los muestreadores que puedan pasar por el interior de ellos, de ahí que cuando se requiere utilizar muestreadores con diámetro mayor a lo que permiten los ademes, se tenga que recurrir al uso de lodos de perforación en sustitución del ademe metálico. En la tabla X se presentan las características de los ademes metálicos más usuales.

TABLA X.- MEDIDAS DE LOS ADEMES MAS USUALES

Ademe	ϕ_e		ϕ_i		Peso, en kg/m	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm		
NW	3 1/2	88.9	3	76.2	12.8	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	16.8	4

ϕ_e diámetro exterior ϕ_i diámetro interior

Brocas de Perforación.-

La perforación de pozos con máquinas de rotación requieren de brocas que se eligen de acuerdo con la dureza de los materiales. Un esquema que muestra el criterio general para la selección de estas herramientas es el siguiente:

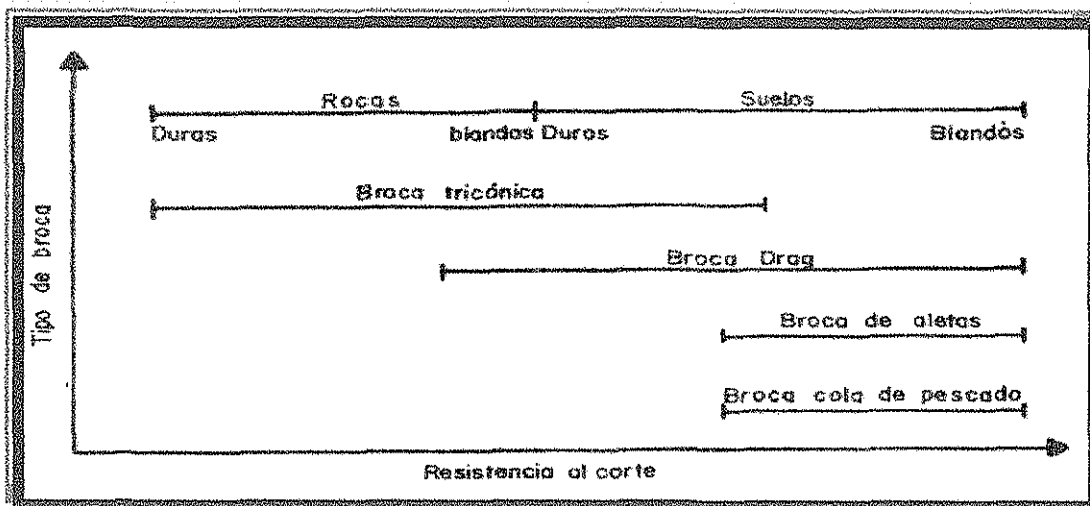


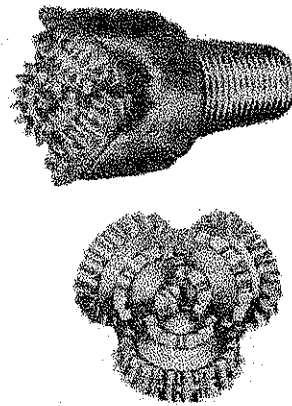
Fig. 21.- Criterio de selección de una broca de perforación para suelos y rocas

Broca Tricónica.-

Esta broca está compuesta de tres rodillos cuyos ejes están separados unos 120° . Estos rodillos no son rigurosamente cónicos, sino que son conos truncados encajados entre sí, con sus ejes intersectándose en el de la sarta de tubos. Los tres conos giratorios están embalerados y tienen dientes de abrasión de forma esférica para rocas duras y de forma de prismas agudos para rocas blandas.

La broca tricónica se manufactura en diferentes diámetros tales como 2 7/8", 4", 5", 6". Durante su operación se utiliza fluido de perforación (lodos, agua o aire) que sale al centro de la broca a fin de enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie.

Este tipo de broca se puede utilizar para perforar desde rocas duras a suelos duros, no recomendándose su uso en suelos blandos, dado que los conos giran con dificultad y pueden atascarse, en virtud de que en este tipo de suelos el chiflón no alcanza a limpiar correctamente los dientes de corte. Aspectos de la broca tricónica se muestra en la fig. 22.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 22- Broca triconica

Broca Drag.-

Esta broca está diseñada de forma tal que consta de tres planos radiales de corte, cada uno de los cuales está protegido con pastillas de carburo de tungsteno. La broca Drag se manufactura desde 2" de diámetro. Durante su operación se utiliza fluido de perforación (lodo, agua o aire), que sale al centro de la broca, para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie.

Este tipo de broca se puede utilizar en materiales que van de rocas blandas a suelos blandos. Ver figura 23.

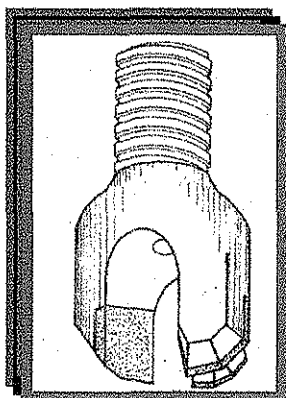


Fig. 23.-Broca drag

Broca de Aletas.-

Esta broca está formada por dos placas de acero duro, que son propiamente las aletas, dispuestas de tal manera que forman una hélice corta. En el vástago se tienen dos salidas de agua o lodo que incide en la superficie superior de las aletas. La broca es de fabricación artesanal y los diámetros que se manejan van desde las 2". En general se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda, es adecuada para hacer perforaciones, sondeos e instalación de pozos de bombeo, tiene la ventaja de que deja agujeros limpios y poco alterados amén de ser más económica que la tricónica o la drag y mas eficiente.

Se debe tener la precaución en los sondeos de suelos blandos susceptibles a fracturamiento hidráulico el cual se presenta asociado a la fuga de agua o lodo de perforación, en estos casos hay que complementar los trabajos con la posteadora-rimadora, a fin de que con ésta última se perforé al menos un metro por arriba de la profundidad a la que se obtendrá la muestra.

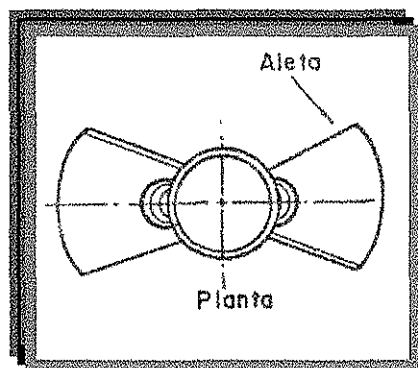
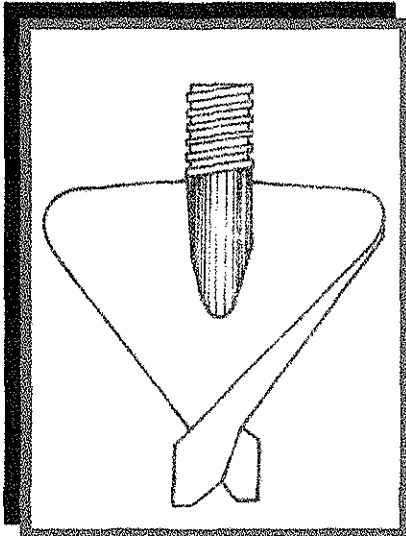


Fig. 24.-Broca de aletas

Broca de Cola de Pescado.-



Esta broca como su nombre lo indica tiene la forma de cola de pez está constituida por dos cuchillas que son dos placas triangulares ligeramente alabeadas, con su vértice en la parte inferior, en algunas ocasiones estas placas son rectangulares y entonces la parte inferior es recta. No tiene salidas para fluido de perforación, por lo que su uso está restringido a la llamada perforación de batido (sin eliminar el material cortado) la cual se requiere para el hincado de pilotes y para las cuales se agrega algo de agua al inicio de la perforación. Se utiliza también para perforar las capas duras que no permite el hincado del cono eléctrico.

En general puede utilizarse en suelos de consistencia media a blanda. (Fig. 25)

Fig. 25.- Broca de cola de pescado

A continuación se presenta una tabla donde se resumen las diferentes aplicaciones que se les pueden dar a los distintos tipos de broca según el material a perforar.

TABLA XI.- BROCAS DE PERFORACION

TIPO DE BROCA	MATERIAL	FLUIDO DE PERFORACION	APLICACION
Tricónica	Basalto y tobas muy duras	Aire Agua Lodo	En sondeos e instalación de aparatos, aunque en basaltos es más eficiente el martillo neumático y en tobas la broca drag.
Drag	Tobas y suelos blandos	Aire Agua Lodo	En sondeos e instalación de aparatos, utilizando aire a presión cuando se perfora arriba del nivel freático.
De Aletas	Suelos blandos	Agua Lodo	En sondeos o pozos de bombeo. Si en los sondeos se presenta fracturamiento hidráulico se requerirá también perforar con la posteadora rimadora.
Cola de pescado	Suelos blandos	No requiere	Cuando se requiere remoldeo (perforación de batido) para el hincado de pilotes y la penetración de lentes duros que impiden el hincado del cono eléctrico.

Métodos Indirectos.-

Los métodos de este tipo son aquellos en que sin necesidad de obtener muestras se consiguen resultados que permiten conocer en forma aproximada los estratos que subyacen el subsuelo. En nuestros días cada vez es mayor el uso que se hace de estos métodos en particular de los geofísicos.

La Geofísica es una ciencia que permite relacionar parámetros físicos del subsuelo con los diferentes materiales que lo componen, los cuales pueden ser evidenciados por la geología superficial o no, estableciendo las características geológicas del espesor estudiado.

De esta forma, la exploración geofísica es un complemento del mapeo geológico, sus técnicas ayudan a describir aproximadamente la geometría y propiedades mecánicas de las rocas en el subsuelo. Este tipo de exploración proporciona dos tipos de resultados:

- a) Evalúa las propiedades físicas de los suelos y rocas que se encuentran en el área de estudio, tales como la velocidad de las ondas compresionales, la variación magnética, la densidad, entre otras. Los valores de estas variables se calculan a partir de los resultados de las mediciones efectuadas con instrumentos.
- b) En base a estos resultados se puede inferir la distribución de las unidades geológicas mapeadas. La interpretación de estos resultados basada en un modelo de la estructura geológica, podrá indicar la profundidad de cada estrato en una secuencia estratigráfica, o el espesor de una zona de falla.

De esta forma los métodos geofísicos, pueden proporcionar datos muy útiles no solo sobre la configuración de los estratos sino también sobre la localización de las discontinuidades más importantes como las fallas, diaclasas o fracturas.

Es conveniente subrayar que la interpretación de resultados es un proceso complicado que debe ser responsabilidad de ingenieros especializados en la disciplina y no estará por demás complementar la exploración indirecta con una exploración convencional, para una mejor interpretación de dichos resultados.

Los métodos geofísicos que comúnmente han sido empleados en los campos de la minería y la geología han apoyado también al campo de la ingeniería civil cuando se trata de explorar zonas de difícil acceso, donde en muchas ocasiones llegar al sitio con el equipo convencional puede ser muy costoso o altamente riesgoso para el personal de campo, además se recurre a ellos porque pueden rendir excelentes frutos en la medida que se puede explorar con ellos, grandes extensiones a un costo relativamente bajo y con una precisión que en muchas ocasiones puede resultar adecuada.

Estos métodos se fundamentan en el hecho de que un fenómeno que se pueda medir en la superficie y que se correlacione de una manera u otra con la estructura subterránea, puede ser la base de un método geofísico de prospección.

Existen diversos métodos geofísicos de prospección dentro de los cuales se tienen el gravimétrico, magnetométrico, sísmico, eléctrico, radiactivos y otros; aquí nos referimos brevemente solo a los dos métodos que han resultado más prácticos para fines de ingeniería civil que son el método sísmico y el eléctrico.

Método Sísmico.-

Los métodos sísmicos utilizan dos características importantes de las formaciones rocosas una de ellas es que según la naturaleza de las rocas varía la velocidad de propagación de las ondas elásticas y la otra es que particularmente los bloques o prismas sedimentarios, se supone que están separados por superficies de contacto definidas y estas superficies reflejan parte de la energía generada por las ondas elásticas.

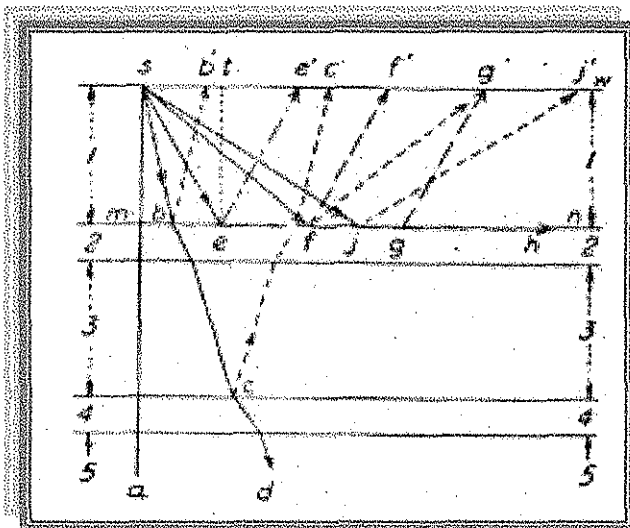


Fig. 26 Trayectoria de ondas elásticas terrestres producidas por una explosión cuando los estratos subyacentes son horizontales. Las capas señaladas 1,3 y 5 ofrecen menor velocidad de transmisión de estas ondas que las capas 2 y 4. Punto de impacto, s. Es de notar que el ángulo crítico, set, varía para las diversas formaciones. Se indica aquí solamente con un valor aproximado, para fines ilustrativos

De esta forma el método se basa en las distintas velocidades de propagación de las ondas elásticas en medios de constitución diferente. Al respecto es pertinente recordar que en general la diversidad de materiales tienen densidades y pesos específicos bastantes similares, sin embargo, los módulos elásticos son muy diferentes, como la velocidad de propagación de las ondas elásticas depende del módulo de elasticidad y se correlacionan con él de manera confiable, las velocidades de propagación pueden indicar cambios en la naturaleza de los materiales y estratificaciones.

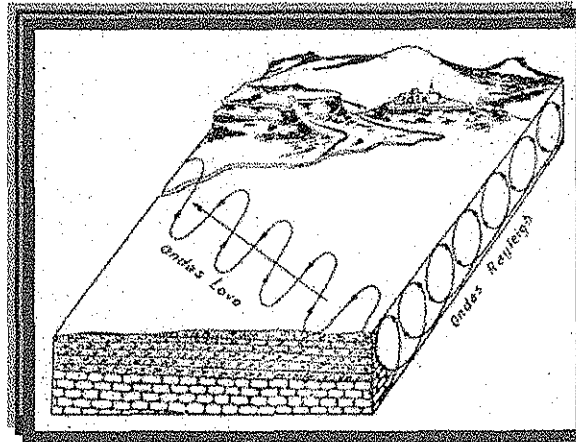
Tomando en cuenta lo anterior en prospección sísmica las ondas se generan artificialmente principalmente por medio de explosiones. Para registrar estas vibraciones del terreno, producidas por las explosiones, se emplean instrumentos sensibles llamados sismógrafos o geófonos.

Los sismógrafos se proyectan generalmente para medir solo una de las componentes del movimiento del terreno. Con tres sismógrafos que miden las tres componentes tendremos el vector del movimiento completo del terreno.

El movimiento del terreno se presenta en forma de ondas que se transmiten hacia la superficie donde se localizan los instrumentos de medición, a estas ondas se les conocen como ondas superficiales.

Las ondas superficiales son aquellas que existen únicamente en la superficie libre de un medio elástico, al respecto se conocen las siguientes:

1. **Ondas Rayleigh.-** Son una combinación de las ondas longitudinales y transversales. En ellas la vibración de las partículas se efectúa en el plano perpendicular a la superficie y por tanto a la dirección de propagación, siendo su movimiento elíptico y retrógrado.
2. **Ondas Love.-** Son otra combinación de las ondas longitudinales y transversales en las que el desplazamiento de las partículas es únicamente horizontal y perpendicular a la dirección de propagación. Estas ondas se propagan en un medio que está limitado en su parte superior por una superficie reflectora ideal. Ambos tipos de onda se ilustran en la Fig. 27.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 27 Ondas Love y Rayleigh

En prospección sísmica la mayor parte de la energía producida lo será en forma de ondas longitudinales o de compresión. Si a esto agregamos que los detectores registran solamente la componente vertical de la vibración, el efecto de la onda transversal es muy pequeño de manera tal que en la práctica no afecta el registro sísmico, por tal motivo en los estudios sísmicos solo se consideran las ondas longitudinales.

El método sísmico se aplica de dos maneras diferentes siendo estas el método de reflexión y el método de refracción.

El método sísmico de reflexión consiste en registrar los tiempos de llegada de las ondas reflejadas en los contactos del subsuelo a una serie de detectores superficiales o geófonos. En función de los tiempos de llegada de las ondas y de las distancias superficiales medidas se puede llegar a conocer la posición de los estratos en profundidad.

En este método, la explosión se produce en el fondo de un pozo perforado a bastante profundidad que atraviese la capa meteorizada.⁷ Los receptores se disponen ordinariamente en fila a lo largo de una recta que pasa por el pozo de explosión y a distancias iguales entre sí, por ejemplo, la distancia de separación puede ser de 15m, de modo que, si se dispone de 12 receptores, los dos más distantes están a 165 m de distancia, que se conoce con el nombre de amplitud del receptor.

⁷ En todas las regiones (excepto en las costeras cubiertas por aguas relativamente profundas) existe una capa superficial, llamada capa meteorizada, de espesor y velocidad media variables. En la mayoría de los lugares, el espesor de la capa meteorizada es de unos 30m., con una velocidad de un extremo a otro, de 600 m/seg.

El procedimiento es muy sencillo en teoría, sin embargo, requiere de aparatos complicados en virtud de tener que registrar la onda de regreso cuando la superficie del suelo aún está en movimiento. Esta complicación ha hecho que se use poco para resolver problemas de ingeniería civil y su mayor uso es en prospección petrolífera porque es de los métodos que proporcionan resultados más precisos.

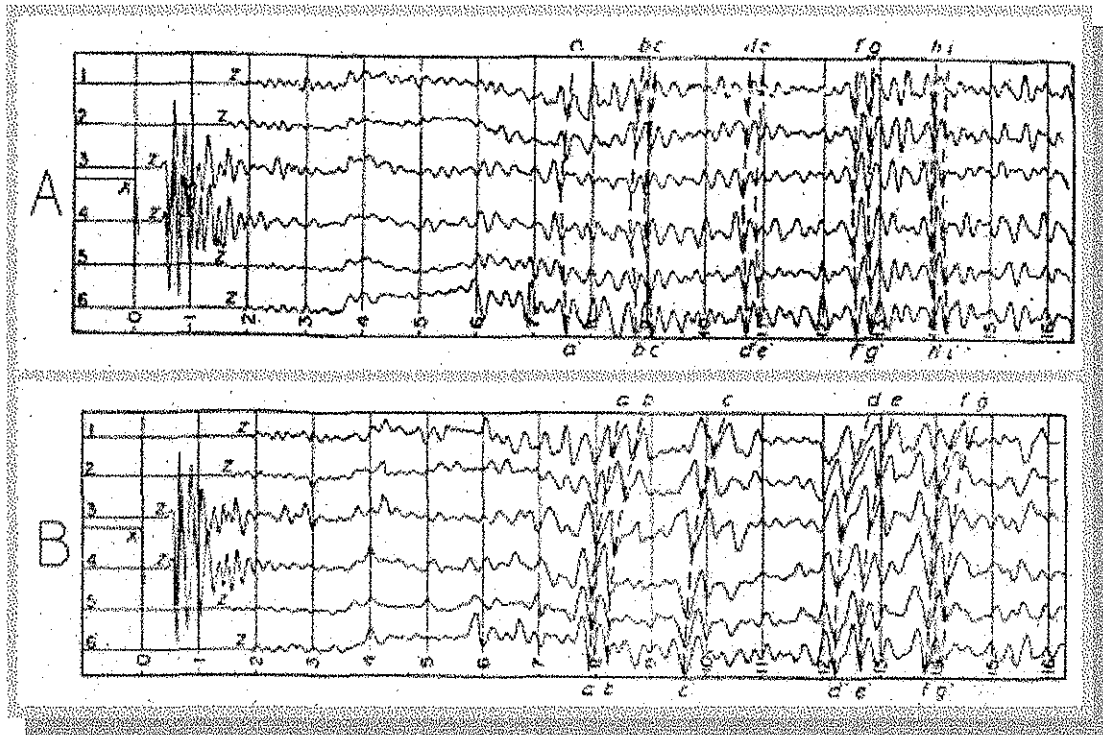


Fig. 28 Dos gráficas obtenidas por el método sísmico de reflexión. En ambas se ha empleado el método de semiamplitud (es decir, con el punto de explosión en el medio de la amplitud del receptor).. Las cifras 1-6 a la izquierda de cada una de estas figuras son las gráficas obtenidas por cada uno de los 6 receptores, de los cuales 1 y 6 son los receptores extremos cuya separación define la amplitud de observación. Las cifras 0-6 en el margen inferior de las gráficas representan décimas de segundo, medidas desde el instante de la descarga (x). En cada una de las gráficas, x indica la primera discontinuidad, es decir, el comienzo de la recepción de vibraciones por este receptor. En A, las capas horizontales (o superficies reflejantes) están indicadas por el hecho de ser prácticamente simultáneos los últimos trazos de cada reflexión (aa', bb', etc.) En B, las capas (o superficies reflejantes) buzan en la dirección del receptor 1 al receptor 6, puesto que cada reflexión (aa', bb', etc.) se registran en la gráfica 1 más lejos que en la 6.

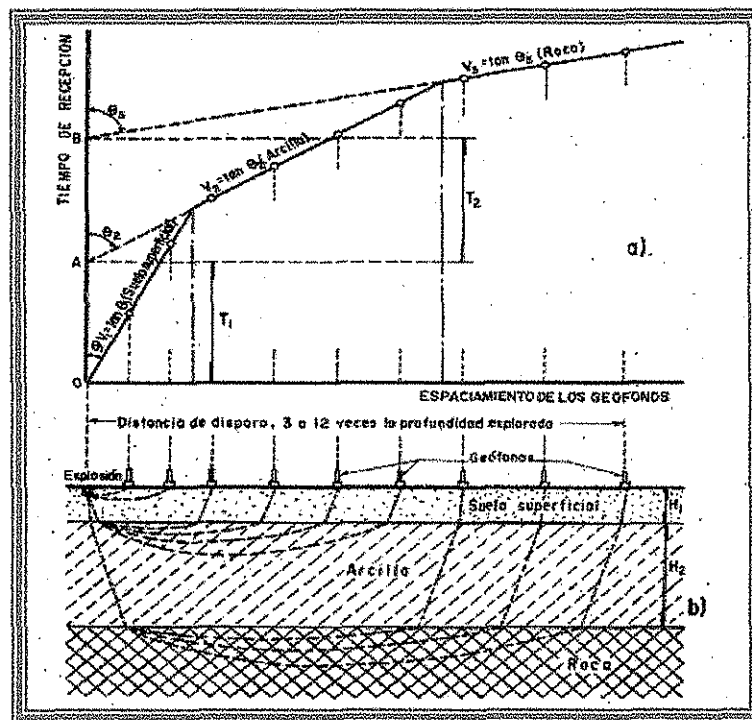
Método de Refracción.-

El objeto principal de este método es determinar la localización y profundidad de los estratos o formaciones dotados de gran velocidad de propagación. Esto se realiza mediante la representación gráfica del tiempo de transmisión de la onda refractada con respecto a la distancia entre el punto de explosión y la distancia registradora. Esta distancia se debe determinar para cada estación

registradora, y la hora exacta en que se hace explotar la carga se debe comparar con la hora exacta a la cual los impulsos son recibidos sobre la película sismográfica.

El método se basa en el hecho de que una onda elástica que atraviesa una frontera entre materiales diferentes se refracta hacia el plano de dicha frontera cuando entra a un material que transmite la onda con velocidad mayor que la que tenía en el medio original, y se refracta hacia un plano perpendicular a la frontera cuando la velocidad de propagación es menor en el material al que entra que la que tenía en el medio original.

La distancia entre el punto de explosión hasta el geófono más alejado debe ser de 3 a 12 veces la profundidad que desee explorar.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 29 Método sísmico por refracción.

En la figura 29 se observa la distribución de los geófonos a lo largo de un perfil de estudio, así como el tipo de gráfica a la que se hizo referencia en párrafos anteriores. Una gráfica como la que se muestra puede obtenerse en el caso de que los estratos sucesivamente más profundos transmitan ondas con velocidades crecientes. De esta forma los geófonos más próximos a la explosión reciben ondas transmitidas sólo a través de la capa de suelo superficial, los intermedios las reciben refractadas a través de la frontera superior de la arcilla y regresadas a la superficie, en tanto que los

más alejados reciben las ondas que se han refractado en la frontera inferior de la arcilla con la roca. Con la gráfica anterior se pueden deducir las velocidades en cada estrato y de esta forma determinar las profundidades de los estratos.

En la tabla.XII. se presentan rangos de velocidad de propagación de ondas elásticas en diferentes tipos de suelos y rocas.

TABLA XII.- VELOCIDAD DE PROPAGACION DE ONDAS ELASTICAS EN SUELOS Y ROCAS

<i>MATERIAL</i>	<i>CONDICION</i>	<i>VELOCIDAD (Km/seg)</i>	<i>ARABILIDAD</i>
SUELOS			
Limos y arenas	Compactos	0.4-0.7	Arable
	Sueltos	0.2-0.4	Arable
Arcillas	Dura	0.6-1.0	Arable
	Blanda	0.2-0.3	Arable
Boleos y gravas	-	0.2-0.4	Arable
ROCAS IGNEAS			
Granito	Sano	4.5-6.0	Explosivos
	Poco fracturado	1.5-4.5	Explosivos
	Muy fracturado	0.7-1.8	Explosivos
	Alterado	0.4-1.0	Explosivos o Intermedio
Riolita y andesita	Poco fracturadas	3.8-5.0	Explosivos
	Muy fracturadas	1.5-3.8	Explosivos
	Alteradas	0.9-1.5	Arable
Basaltos	Sanos	5.0-6.0	Explosivos
	Poco fracturados	1.4-5.0	Explosivos
	Muy fracturados	0.7-1.4	Explosivos
	Alterados	0.5-0.7	Intermedio o arable
Tobas	Sanas	1.4-1.8	Intermedio
	Poco fracturadas	1.2-1.6	Intermedio
	Muy fracturadas	0.4-1.2	Arable
	Alterada	0.3-0.7	Arable
ROCAS SEDIMENTARIAS Y METAMORFICAS			
Calizas	-	1.5-4.0	Explosivos
Arenisca	-	0.6-2.5	Arable hasta 0.8 km/s aproximadamente; después requiere explosivos
Aglomerados	-	0.2-0.9	Arable
Conglomerados	-	1.0-3.0	Generalmente explosivos
Lutita	Dura	1.2-4.0	Explosivos
	Blanda	0.6-1.4	Arable

Métodos Eléctricos.-

El método eléctrico está basado en las diferencias de conductividad eléctrica que presentan los materiales en el subsuelo. Esta característica se correlaciona con otras de tipo geológica y mecánica en forma aceptable.

El flujo de una corriente eléctrica a través de un conductor, se puede referir a la facilidad relativa como se produce el flujo de energía considerándola como el resultado de la conductividad relativa del material, o el grado de resistencia ofrecido por dicho material al paso de la corriente, considerándola como la resistividad del material.

La resistividad específica de una substancia es la resistencia opuesta por un cubo de dicha substancia de 1 cm de arista al paso de la corriente, considerándola como la resistividad del material. La resistividad específica se mide en ohmios-cm.⁸ La conductividad es recíproca de la resistividad..

En condiciones naturales, las rocas se hallan más o menos húmedas, ya sea en su superficie externa o en el interior de sus espacios porosos. Lo anterior hace que la conductividad eléctrica de una roca depende de su contenido de agua intersticial (espacios porosos), particularmente de la naturaleza y cantidad de sales solubles que hay disueltas en dicha agua más que de las características minerales de la propia roca.

Se tienen dos variantes principales de los métodos de prospección eléctrica que son el de resistividad y el de caída de potencial.

Método de Resistividad.-

Consiste en producir un campo eléctrico en el terreno por medio de dos electrodos de corriente.

Al respecto se mide la corriente y la diferencia de tensión entre dos electrodos de potencial para determinar la resistividad en un punto situado entre los electrodos de potencial y a una profundidad igual a la distancia entre estos.

⁸ Un ohmio es la resistencia que encuentra o que fluye una corriente de 1 voltio, cuya intensidad es de un amperio.

Las medidas se hacen desde la superficie colocando los electrodos alineados y equidistantes. Los electrodos exteriores denominados de corriente, son varillas metálicas puntiagudas conectadas en serie a un miliamperímetro y a las baterías. Los electrodos interiores, llamados potenciales, son recipientes porosos que contienen una solución de sulfato de cobre, que se filtra al suelo para establecer un buen contacto eléctrico, constan además de barras de cobre que salen del interior del recipiente y los cuales se conectan a un potenciómetro, Fig. 30.

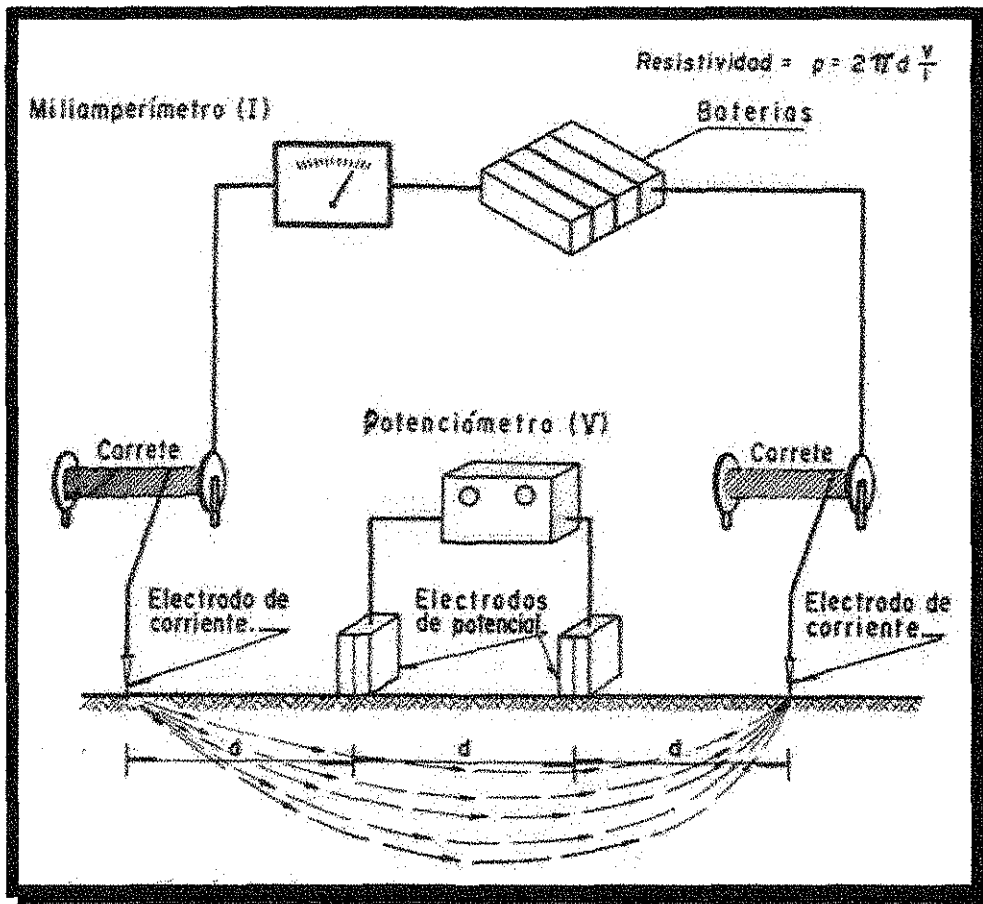


Figura 30.- Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método de resistividad eléctrica.

La resistividad se puede calcular a partir de las lecturas del miliamperímetro (I), del potenciómetro (V) y de la distancia (d), que separan los electrodos mediante la siguiente expresión:

$$\rho = 2\pi d \frac{V}{I}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Donde:

- I = Corriente que fluye de las baterías a través del suelo comprendido entre los electrodos de corriente.
- V = Voltaje entre los electrodos de potencial.
- d = Separación de electrodos.

Con los valores así obtenidos se dibuja la resistividad contra el espaciamiento entre los electrodos de potencial y a una profundidad igual a la distancia entre estos. Esta gráfica permite obtener indicaciones preliminares sobre la naturaleza del subsuelo a partir de los cambios bruscos en la curvatura, cuando el espaciamiento entre los electrodos alcanza un valor igual a la profundidad en que exista un depósito con resistividad diferente del material suprayacente.

En la tabla XIII se presenta un conjunto de gamas de valores de resistividades característicos de los suelos y rocas más comunes.

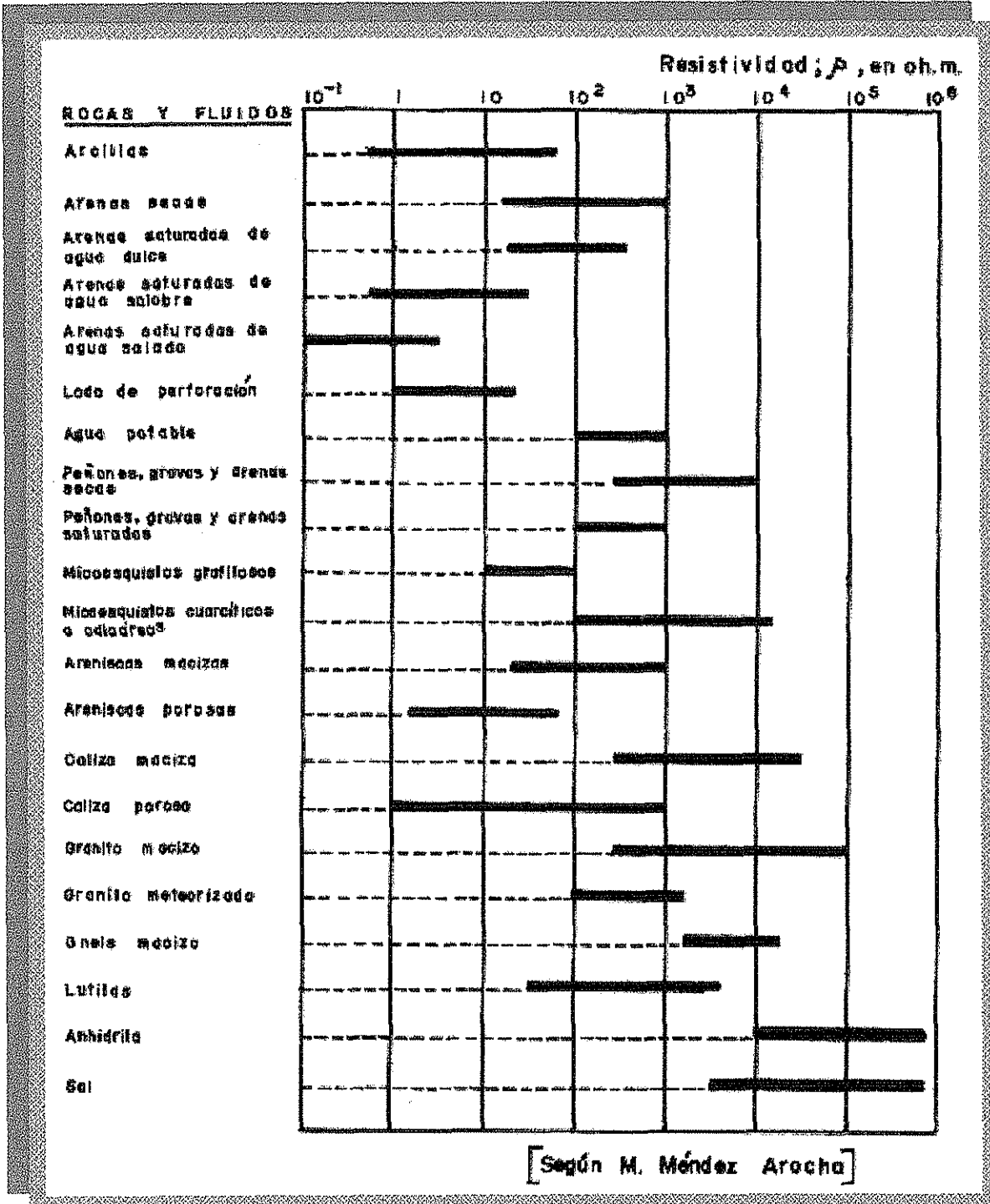
Método de Caída de Potencial.-

En este método se colocan electrodos de corriente distribuidos a distancias equivalentes a 5 ó 10 veces la profundidad que se desea explorar y se hacen las medidas cerca de uno de los electrodos.

Para aplicar este método se utilizan tres electrodos de potencial, alineados con el electrodo de corriente y se mide la caída de potencial entre los puntos donde se localizan los electrodos de potencial. Para obtener los valores de caída de potencial la distancia R se varía, manteniéndose constante el valor b, que es el espaciamiento entre los electrodos de potencial, generalmente del orden de R/3.

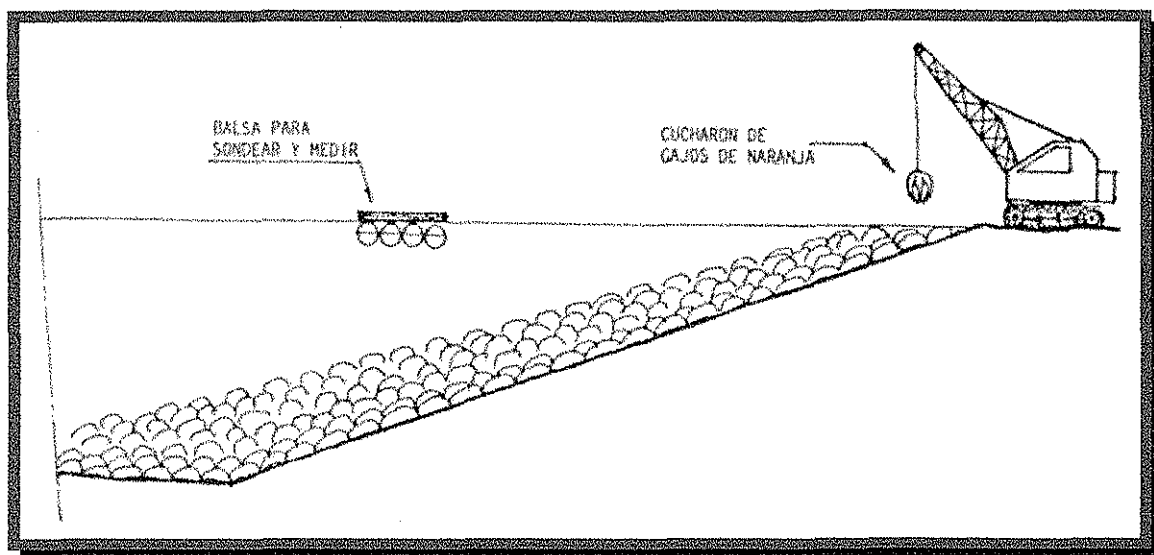
Con los valores así obtenidos, se dibuja la relación entre las caídas de potencial y el valor de R; un cambio brusco de curvatura en ese diagrama indica la presencia de un suelo cuya resistividad difiere del suprayacente. El método es adecuado para detectar estratos inclinados, sin embargo, no ocurre lo mismo en casos de estratificación horizontal, que es la que ocurre con mayor frecuencia, de ésta manera para fines de ingeniería civil, suele preferirse el método de resistividad.

TABLA XIII.- Resistividades eléctricas de los suelos y rocas más comunes.

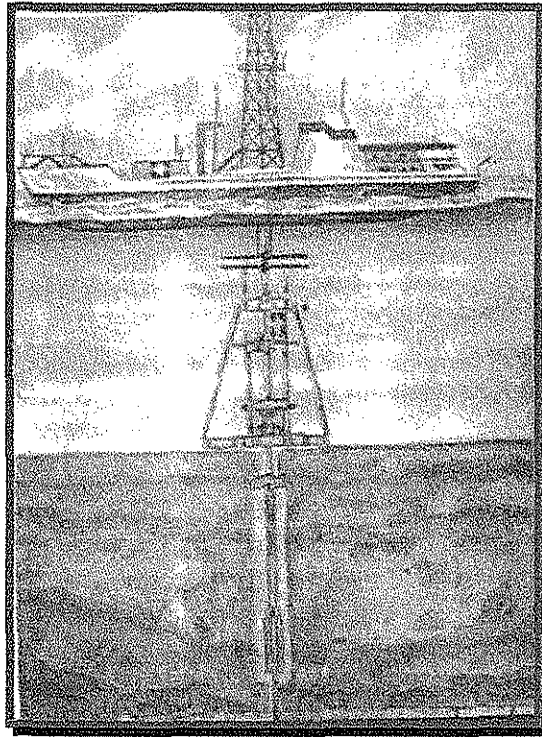


EXPLORACION GEOTECNICA BAJO EL AGUA

Un aspecto importante que merece especial atención dentro de los métodos de exploración, es cuando dicha exploración se lleva a cabo bajo el agua. En nuestro país la experiencia en este sentido es amplia y se ha aplicado tanto para exploración geotécnica en el mar como en el caso de caudalosos ríos, para lo cual se utilizan desde modestos chalanes o balsas (Ver Fig. 31) que se adaptan para que sirvan de superficie firme donde se pueda operar el equipo de exploración, hasta sofisticados barcos geotécnicos equipados con laboratorios flotantes donde se determinan las características físicas y mecánicas de los suelos extraídos. En la Fig. 32 se muestra un esquema de un barco geotécnico.

**FIG. 31**

Una exploración de suelos de esta naturaleza generalmente consiste de dos etapas, la preliminar en la que se emplean métodos indirectos geofísicos, la cual tiene como objetivo fundamental determinar la factibilidad de colocar una estructura cuyo desplante descansa en estratos del fondo del lecho marino o cauce del río y la definitiva en la que se aplican métodos directos de exploración, cuyo objetivo principal será definir las propiedades mecánicas del subsuelo.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG. 32 Barco Geotécnico

Como ejemplo de este tipo de exploración en nuestro país se tiene el realizado exhaustivamente para el diseño de las plataformas marinas en la Sonda de Campeche, en esa zona, un levantamiento geofísico típico con fines geotécnicos consistió fundamentalmente en seleccionar un área de 2.1 km por 2.1 km, tomando como centro la posible localización de la plataforma. Una vez seleccionada el área en estudio, las lecturas se toman en forma continua a lo largo de líneas paralelas orientadas en el sentido norte-sur, separadas 150 m entre sí y sobre líneas perpendiculares a éstas, separadas 500m entre sí.

La información que esta metodología proporciona permite obtener gráficas de posicionamiento, registro de ecosonda, registro de sistema de mapeo del fondo marino, registro del perfilador somero, registro del perfilador profundo, elementos con los cuales se determina:

- Variación del tirante de agua
- Presencia de burbujas en el agua
- Tendencia en pendiente y configuración del fondo marino

- Presencia de anomalías naturales o artificiales en el fondo marino
- Características estatigráficas y litológicas de los suelos someros
- Presencia de fallas
- Plegamientos y fugas de gas

Tomando en cuenta estos aspectos se determina la localización mas segura para la estructura, desechándose aquellos sitios que representen un riesgo potencial de mal comportamiento de la obra.

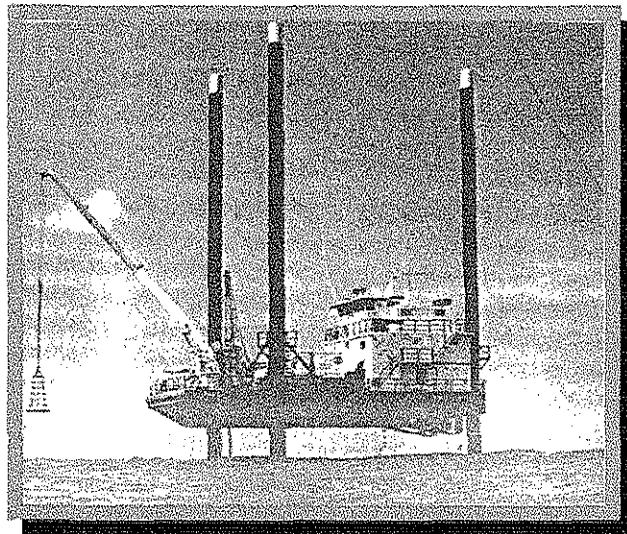
Cuando ya se ha establecido la localización definitiva, se efectúa la exploración del sitio seleccionado aplicando métodos directos, ésta se lleva hasta una profundidad donde se garantice que el conjunto pilote-suelo tenga la suficiente capacidad para soportar la máxima carga de diseño.

Para llevar a cabo la exploración directa se requiere de un barco en cuya cubierta habrán de efectuarse las operaciones respectivas, el mismo tendrá que sufrir las adecuaciones que sean necesarias entre otras abrir un ducto en el caso de la embarcación a través del cual se pasa el sistema de perforación y muestreo. Debido a las condiciones de trabajo se requiere que el barco se fije firmemente sobre el punto de exploración para ello existen tres diferentes sistemas:

- Barco autoelevable
- Anclaje de cuatro puntos
- Posicionamiento dinámico

En el primer caso el tipo de barco que se utiliza es el de plataforma autoelevable (jack up), el cual tiene un sistema de tres o cuatro patas, que se apoyan en el fondo marino o lecho del río, permitiendo que el barco se levante arriba del nivel del agua; este procedimiento es muy conveniente en el caso de pequeños tirantes (menores de 50m) y lugares con frecuente mal tiempo. La figura 33 muestra un barco de esta naturaleza.

El sistema de anclaje de cuatro puntos, que es el que se utiliza con mas frecuencia, consiste en anclar la embarcación en cuatro puntos mediante cuatro anclas de patente, distribuidas dos en la proa y dos en la popa, ligadas al barco mediante sus respectivos cables de acero de 1 1/8" de diámetro, los cuales a su vez se deslizan mediante cuatro malacates que contienen normalmente 1000m de cable cada uno. En la Fig. 34 se muestra esquemáticamente este sistema de anclaje.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG. 33 Barco autoelevable

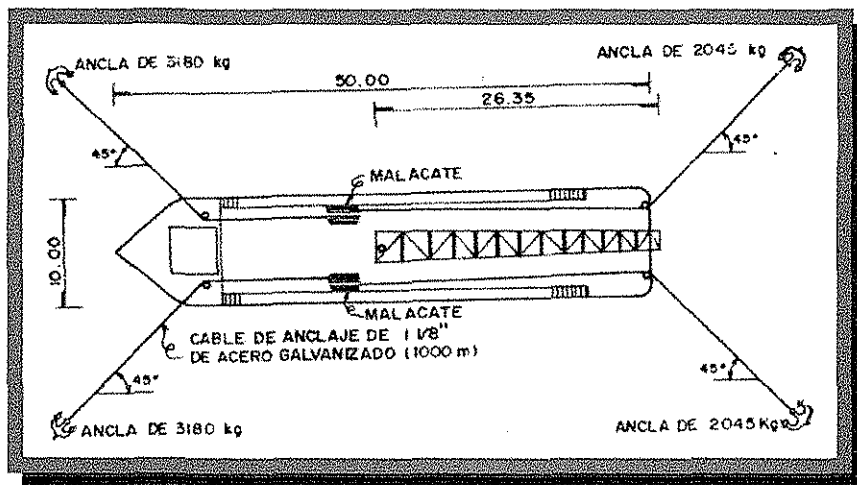
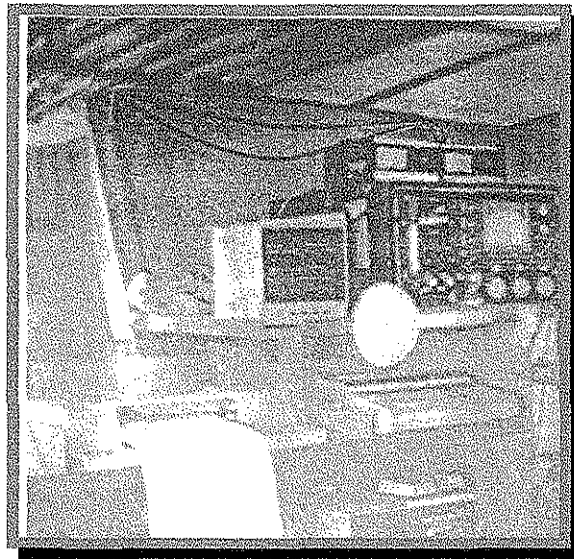


FIG. 34 Sistema de Anclaje de cuatro puntos

El sistema de posicionamiento dinámico, mantiene fija la embarcación, mediante un sistema de propelas conectado a una computadora, la cual controla la dirección y velocidad de ellas. Este sistema es muy usado para grandes tirantes de agua. El equipo consiste en un sistema de 4 radiotransmisores, de los cuales tres están en tierra fijos y uno móvil está en el barco, el cual envía una señal que es recibida y retransmitida por las estaciones fijas a la móvil, esta última al recibir la señal determina la distancia a las tres estaciones en base al tiempo que tarda la señal en regresar, este sistema se conecta a una computadora la cual efectúa la triangulación y determina la posición, la Fig. 35 muestra el equipo de posicionamiento.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG. 35 Equipo de posicionamiento

Una vez fijada la embarcación el sistema de perforación y muestreo utilizado es el denominado sistema de operación del cable guía (wire-line) el cual emplea barras y brocas nuevas que permiten pasar por su interior el sistema muestreador sin mover el resto del equipo; la tubería de perforación utilizada es del tipo IF de 4 ½" (11.4cm) de diámetro exterior y de 3 ½" (8.9cm) de diámetro interior, 6.10 m de longitud, la broca es de 10" (25 cm) de diámetro, que es el diámetro final del pozo, las paredes del pozo se estabilizan con lodo bentonítico, el cual circula por el espacio anular que se forma entre la tubería y las paredes del pozo. En virtud de que la rezaga producto de la perforación es arrastrada hacia el fondo marino, esto significa que se trabaja a "lodo perdido" por lo que se debe contar a bordo con una planta de lodos con capacidad suficiente para abastecer la perforación. La Fig. 36 muestra esquemáticamente el equipo de perforación.

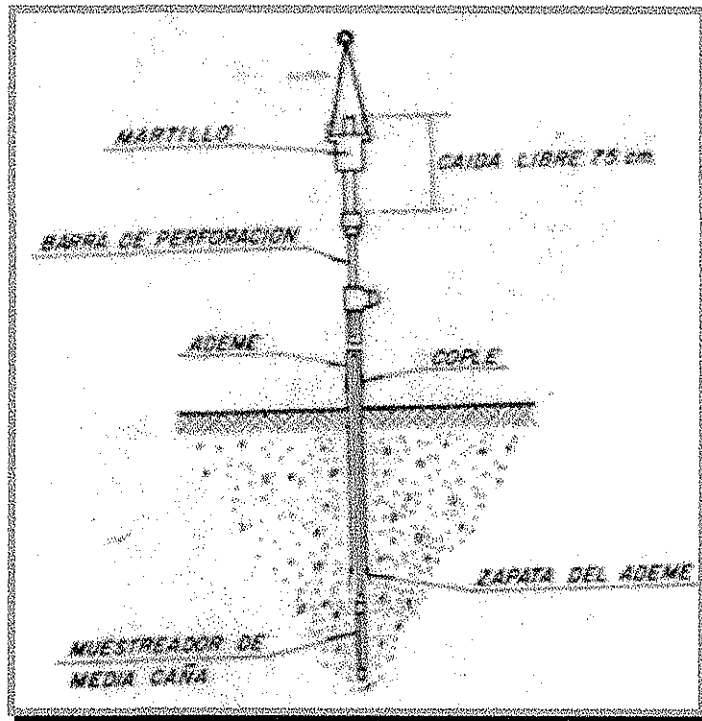
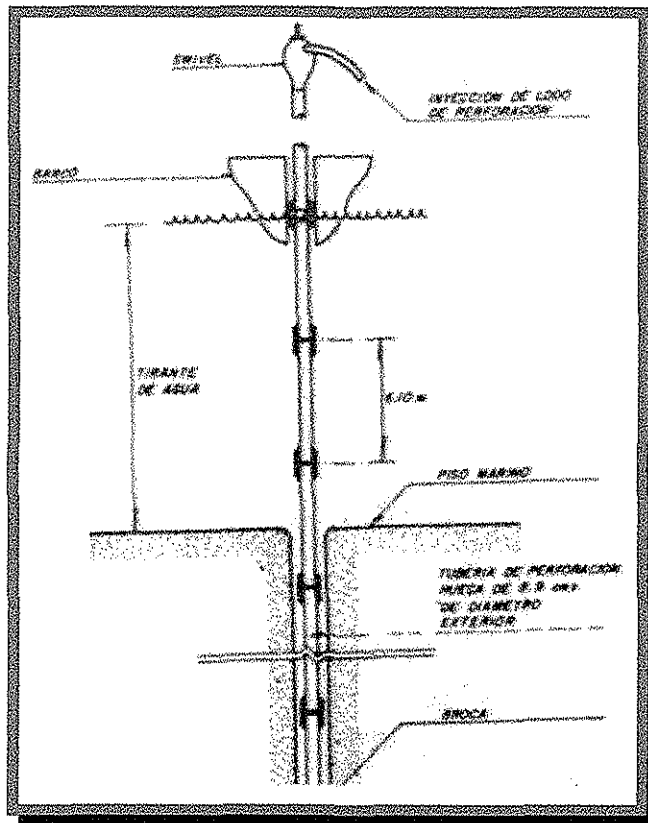


FIG.36 Equipo de Perforación

La obtención de muestras de suelo se realiza en forma semicontinua (a cada 0.90 m) en los primeros 12 m y en forma discontinua (a cada 3m) en el resto del sondeo; las muestras se recuperan mediante una unidad muestreadora que está formada por un martinete deslizante de 75 kg de peso y 2 ½" de diámetro, ligado a una barra deslizante AW, la cual se puede desplazar dentro de una camisa perforada de 2 ½" de diámetro, en cuyo fondo tiene un yunque al cual golpea el sistema martillo-barra; bajo el yunque se colocan los tubos muestreadores, que pueden ser, dependiendo del tipo de material a muestrear, un tubo partido con las mismas dimensiones del utilizado para la prueba de penetración estándar, o un tubo Shelby de 2 ½" de diámetro.

En la Fig. 37 se presenta en forma esquemática el procedimiento de muestreo, el cual consiste en bajar con la ayuda del wire-line, la unidad muestreadora por dentro de la tubería de perforación hasta el fondo del pozo, luego se procede a hincar el tubo muestreador 60 cm dentro del suelo o hasta que la resistencia al hincado sea excesiva.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG. 37 Procedimiento de Muestreo

Dado que para definir la máxima profundidad de exploración en cada sondeo, es necesario ir diseñando la cimentación, se requiere que una vez que se recupera una muestra, ésta se someta a un programa de ensayos de laboratorio que permita obtener los parámetros necesarios para el diseño preliminar. Para lograr lo anterior el barco geotécnico debe contar a bordo con un laboratorio que permita efectuar mínimamente las siguientes pruebas:

Pruebas índice:

- Clasificación visual y al tacto
- Contenido de agua
- Peso volumétrico
- Contenido de carbonatos

Pruebas de resistencia:

- Resistencia al corte con torcómetro
- Resistencia con penetrómetro de mano
- Resistencia con veleta miniatura
- Resistencia a la compresión simple
- Resistencia a la compresión triaxial no consolidada-no drenada.

Terminado el sondeo las muestras deberán ser enviadas a un laboratorio en tierra, donde son sometidas a un programa de laboratorio mas extenso.

CAPITULO IV

PRUEBAS DE LABORATORIO.-

Una vez realizado el proceso de exploración del sitio, las muestras de suelo y roca obtenidas durante el mismo, se envían al laboratorio donde habrán de realizarles las pruebas que permitan determinar las características físicas y mecánicas de estos productos del subsuelo.

Considerando que las muestras obtenidas mediante el método de penetración estándar, generalmente el más usado, son muestras alteradas, al llegar al laboratorio luego de ordenarlas e identificarlas se les determina su contenido de agua natural y se les clasifica preliminarmente a fin de que en función de estos resultados se programen las pruebas de identificación: Límites de Consistencia y Granulometría.

Contenido de Agua.-

La determinación del contenido de humedad o contenido de agua de los suelos es un ensayo rutinario de laboratorio para determinar la cantidad de agua presente en una porción dada de suelo en términos de su peso seco, de esta forma el contenido de agua se define como la relación expresada en por ciento, entre el peso del agua que tiene el suelo y el peso de sus partículas sólidas, su valor se calculará como:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

- w = contenido de agua en por ciento
- W_w = peso del agua que contiene el suelo, en gramos
- W_s = peso de la muestra seca, en gramos

La determinación del contenido de agua del suelo proporciona una información complementaria, su conocimiento puede dar idea cualitativa de su consistencia o de su probable comportamiento.

Límites de Plasticidad de los suelos.-

La determinación de los límites de plasticidad tienen por objeto conocer las características de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla núm. 0.425, cuyos resultados se utilizan principalmente para la identificación y clasificación de los suelos.

La plasticidad es la propiedad de algunos suelos que les permite, bajo ciertas condiciones de humedad mantener la deformación producida por un esfuerzo que les ha sido aplicado en forma rápida, sin agrietarse, desmoronarse o sufrir cambios volumétricos apreciables.

Los suelos de acuerdo a su contenido de agua pueden presentar algunos de los siguientes estados de consistencia:

- *Estado líquido.-* Cuando los suelos presentan las propiedades de una suspensión.
- *Estado semilíquido.-* Cuando los suelos tienen el comportamiento de un fluido viscoso.
- *Estado plástico.-* Cuando los suelos presentan las propiedades de plasticidad.
- *Estado semisólido.-* Cuando la apariencia de los suelos es la de un sólido, sin embargo al secarse disminuyen de volumen.
- *Estado sólido.-* Cuando el volumen de los suelos no varía aún cuando se les somete a secado.

Estas fronteras entre los estados de humedad que presenta un suelo fueron establecidos por el científico sueco A. Atterberg, bajo el nombre de Límites de Consistencia, los cuales son los siguientes:

- *Límite Líquido.-* Es el contenido de agua que marca la frontera entre los estados semilíquido y plástico, se representa por w_L .
- *Límite Plástico.-* Es el contenido de agua que marca la frontera entre los estados plástico y semisólido, se representa por w_p .
- *Límite de Contracción.-* Es el contenido de agua que marca la frontera entre los estados semisólido y sólido, se representa por w_s .
- *Índice Plástico.-* Se define como la diferencia aritmética entre el límite líquido y el límite plástico, se representa por I.P.

La localización relativa de los límites de consistencia, se puede representar en una escala de humedad, como se muestra en la Fig. 38.

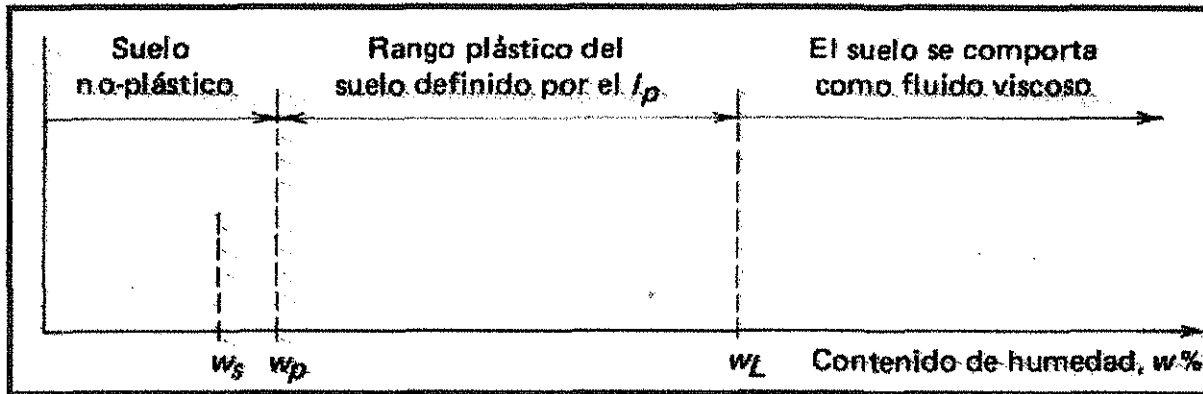


Fig.38 Localización relativa de los límites de contracción, plástico y líquido sobre la escala de contenido de humedad. Nótese que la localización de w_s puede llegar en algunos suelos a estar a la derecha de w_p .

Definición de Límite Líquido.-

Para poder establecer valores definidos, reproducibles, de estos límites, se propuso que el límite líquido se definiera arbitrariamente como el contenido de agua de una masa de suelo húmedo, que colocada en un recipiente en forma de cápsula de bronce de medidas específicas (ver Fig.39 y 40), se separa en dos partes por la acción de una herramienta de geometría y medidas definidas que permite hacer una ranura patrón (Ver Figs.41 y 42).

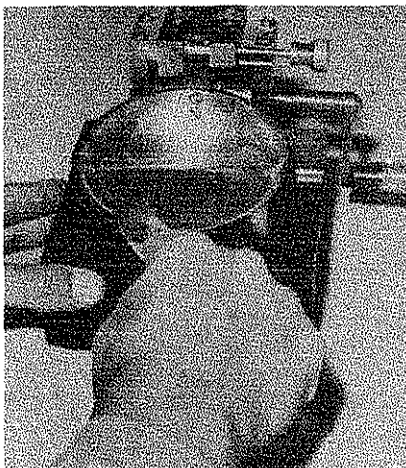


Fig.39 Colocación del material en la copa de Casagrande

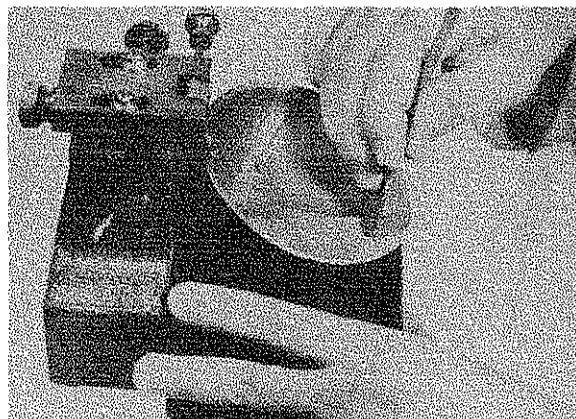


Fig.40 Formación de la ranura en la determinación del límite líquido.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

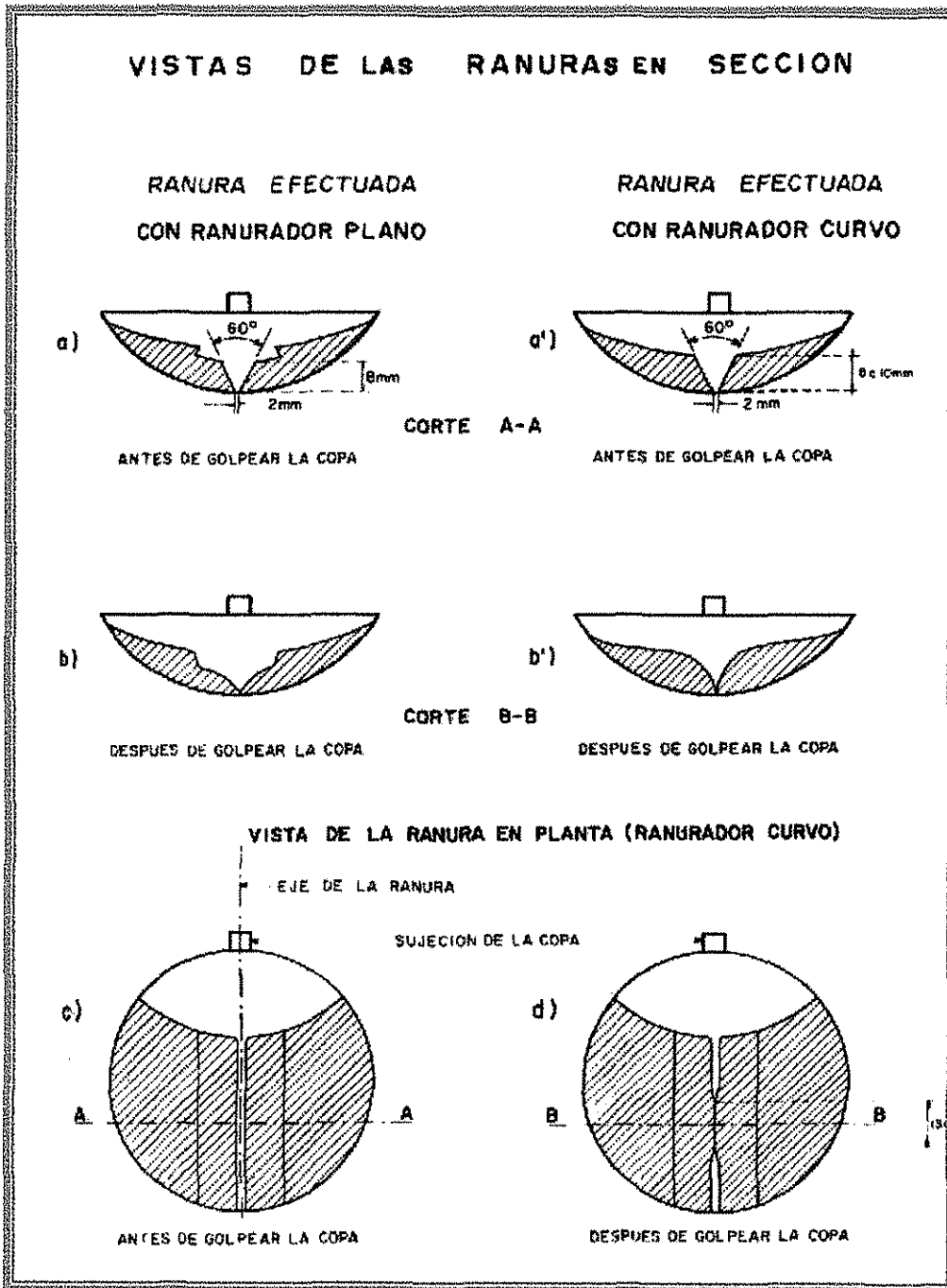


Fig.41 Forma y Dimensiones de las Ranuras

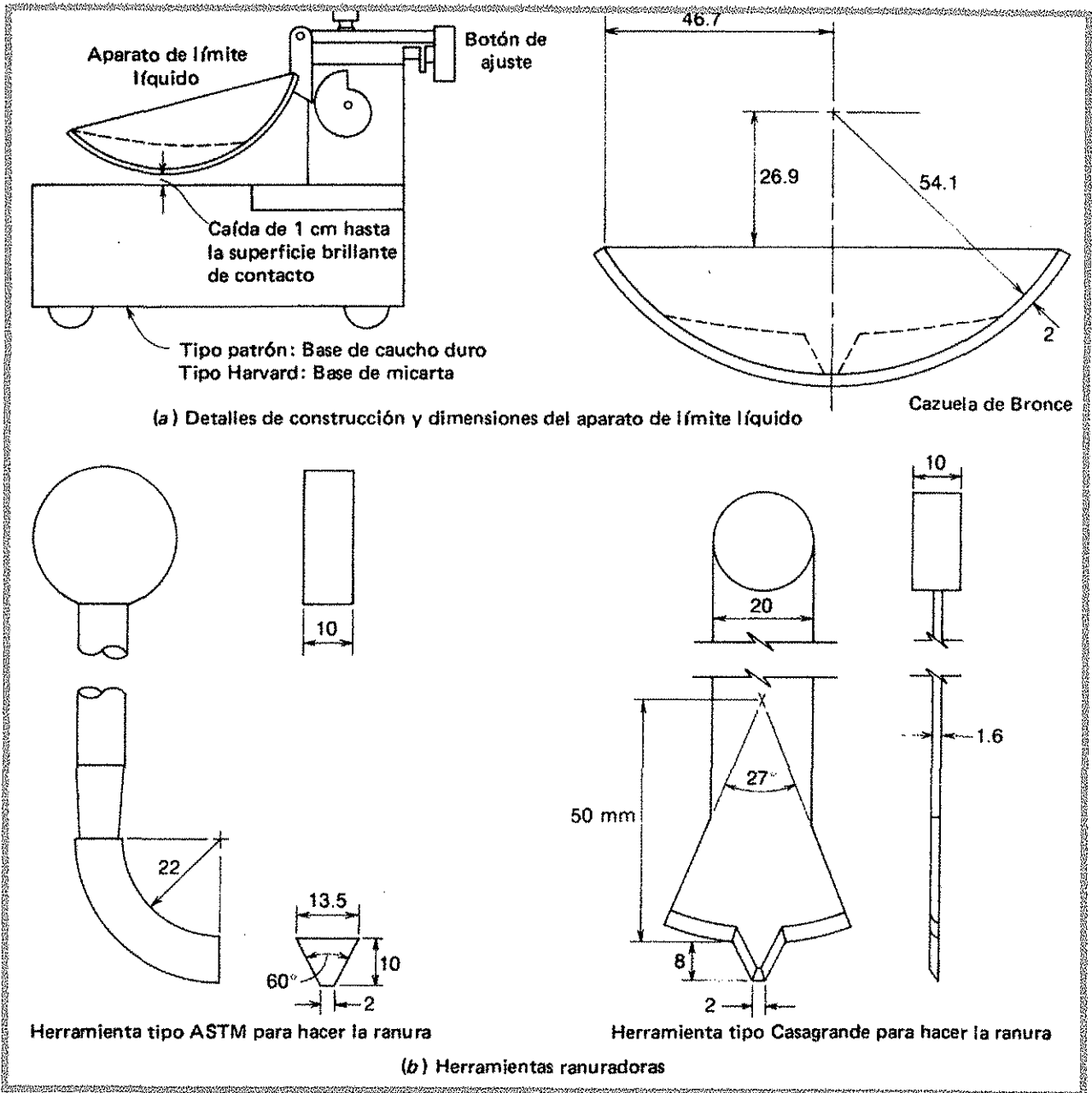


Fig.42 Equipo para la prueba de límite líquido. Todas las dimensiones en milímetros

La cápsula se deja caer varias veces desde una altura de 1 cm, hasta provocar el cierre de la ranura en una longitud de 12.7 mm (1/2 pulg.), mediante este procedimiento se obtienen diversos puntos (al menos tres puntos) que se dibujan en un papel semilogarítmico obteniéndose de esta manera una línea llamada curva de fluidez, cuya ordenada correspondiente a veinticinco golpes, se define como

el límite líquido del suelo, expresado como contenido de agua en por ciento y redondeado al número entero más cercano . Ver Fig. 43

OBRA: MONTERREY-ZEYNOBA
 LOCALIZACION: Km 103+800
 SONDEO NUM: 20 ENSAYE NUM: 204
 MUESTRA NUM: 69 PROFUNDIDAD: 0.42m
 DESCRIPCION: ARCILLA LIGERA
 MATERIAL EMPLEADO EN LA TERRACERA

FECHA: 7-III-65
 LABORATORISTA: DAVID MENDIZABAL

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE GOLPES	VIDRIO DE RELOJ NUM	PESO TARA + SUELO HUMEDO g	PESO TARA + SUELO SECO g	PESO DEL AGUA g	PESO DE LA TARA g	PESO DEL SUELO SECO g	CONTENIDO DE AGUA (w) %
34	136	23.03	21.00	2.03	19.63	7.37	27.5
28	112	21.74	19.57	2.17	12.02	7.55	28.6
16	117	24.17	21.76	2.41	15.82	7.94	30.4
11	66	24.00	21.64	2.36	14.35	7.29	32.5

LIMITE PLASTICO

108	21.39	20.38	1.01	19.28	7.10	14.3
112	21.85	20.77	0.88	14.70	6.27	14.1
312	21.61	20.63	0.98	14.25	6.38	15.4

LL = 29 %
 LP = 15 %
 Ip = 14 %

CONTRACCION LINEAL
 L₁ = 10.00 cm
 L₂ = 9.20 cm

CL = $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \times 100 = \underline{8}$ %

OBSERVACIONES: _____

Fig. 43 Determinación de los Límites de Plasticidad y de la Contracción Lineal.

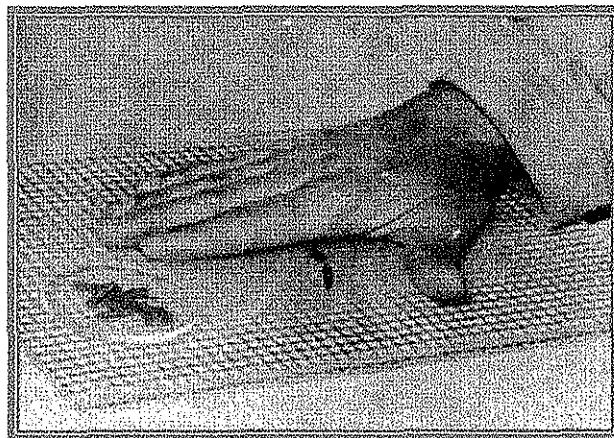
Definición de Límite Plástico.-

El límite plástico de un suelo se define como el mínimo contenido de agua de la fracción que pasa la malla núm. 0.425 (malla núm. 40), para que se pueda formar con ella cilindros de 3 mm, sin que se rompan o desmoronen.

Esta prueba se considera más subjetiva que el ensayo del límite líquido, ya que la rotura o desmoronamiento del cilindro de suelo así como el diámetro de 3 mm que deben tener los cilindros, están sujetas a la interpretación del laboratorista. Esta última dimensión puede establecerse durante el ensayo por comparación con un alambre común o de soldadura que tenga un diámetro de 3mm; en la práctica, se ha encontrado que los valores del límite plástico pueden reproducirse sobre el mismo suelo por parte de diferentes laboratoristas dentro de un rango del 1 al 3%.

La prueba se desarrolla tomando una muestra de suelo que pasa la malla Núm. 40 a la cual se le da la forma de una pequeña esfera de aproximadamente 12 mm de diámetro, la cual se moldea para que pierda humedad y se pueda formar un cilindro aplicando con los dedos la presión necesaria para tal objeto.

El cilindro así formado se rola con los dedos de la mano sobre una placa de vidrio, dándole la presión requerida para alcanzar un diámetro uniforme en toda su longitud y ligeramente mayor de 3 mm (Ver Fig.44).



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 44 Operación para formar el cilindro de suelo en la determinación del límite plástico.

Si al alcanzar dicho diámetro, el cilindro no se rompe en varias secciones simultáneamente, su humedad es superior a la del límite plástico por lo cual habrán de repetirse las operaciones hasta lograr que el cilindro se rompa en varias secciones simultáneamente, cuando esto ocurre, se colocan en un vidrio de reloj todos los fragmentos en que se haya dividido el cilindro y se efectúa la determinación de LA humedad correspondiente.

Los suelos con los que no es posible formar cilindros del diámetro especificados con ningún contenido de agua, se consideran como no plásticos.

Se deben llevar a cabo por lo menos 3 determinaciones sucesivas del límite plástico por cada muestra. Se reporta como límite plástico del suelo, el promedio de las humedades que concuerden entre sí; dicho promedio se redondea al número entero más cercano. Es común registrar el límite plástico conjuntamente con el límite líquido y el índice plástico. Como puede observarse en la Fig. Num. 43

Índice Plástico.-

El índice plástico de un suelo mide el intervalo de variación de la humedad dentro del cual el suelo presenta una consistencia plástica, de acuerdo a que tanto el límite líquido como el plástico corresponden a las fronteras superior e inferior de dicha consistencia.

El índice plástico, se define como la diferencia aritmética entre los límites líquido y plástico, se calcula mediante la expresión:

$$IP=LL-LP$$

Donde:

IP = Índice plástico del suelo, en por ciento

LL = Límite Líquido del suelo, en por ciento.

LP = Límite Plástico del suelo, en por ciento.

El límite plástico de un suelo se reporta como NP (no plástico) en los siguientes casos:

1. Cuando el suelo sea muy arenoso y no pueda determinarse el límite plástico.
2. Cuando el suelo tenga un límite plástico igual o mayor que el límite líquido.

Análisis Granulométrico.-

Esta prueba consiste en separar por tamaños las partículas de suelo, pasándolo a través de una sucesión de mallas de aberturas cuadradas y en pesar las porciones que se retienen en cada una de ellas, expresando dichos retenidos como porcentajes en peso de la muestra total.

De esta forma el análisis granulométrico es un intento de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de grano presentes en una masa de suelos dada. Desde luego para realizar esta prueba se requiere que la muestra sea estadísticamente representativa de la masa de suelo. Físicamente no es posible determinar el tamaño real de cada partícula independiente del suelo, de ahí que en la práctica, las partículas de los materiales se agrupan por rangos de tamaños. Para lograr lo anterior, se obtiene la cantidad de material que pasa a través de un tamiz con una abertura dada pero que es retenido en el tamiz siguiente que tiene diámetros ligeramente menores al anterior y se relaciona esta cantidad retenida con el total de la muestra pasada a través de los tamices. Es claro que el material retenido bajo este proceso en cualquier malla, consiste en partículas de muchos tamaños, las cuales son menores al tamaño de la malla a través de la cual el material pasó pero mayores que la abertura de la malla en la que el suelo fue retenido.

Para la realización de la prueba se utilizan charolas de lámina, cucharón de lámina, horno con termostato para mantener una temperatura constante de $105 \pm 5^\circ C$ cepillo de cerda, cepillo de alambre delgado y un juego de mallas de las siguiente designaciones:

<i>Malla N°</i>	<i>Malla</i>
75.0	3"
50.0	2"
37.5	1 ½"
25.0	1"
19.0	¾"
12.5	½"
9.5	1/8"
4.75	4
2.0	10
0.850	20
0.425	40
0.250	60
0.150	100
0.075	200

Tapa y fondo para el juego de mallas, vaso de aluminio de un litro, agitador de varilla metálica de 6 mm de diámetro y 20 cm de longitud y agitador mecánico del tipo ro-tap.

La prueba se efectuará cribando en forma manual el material retenido en la malla núm. 4.75 (malla 4) a través de las mallas núms. 75.0 hasta la 4.75, en el orden en que aparecen anteriormente. Se pesan los materiales retenidos en cada una de las mallas y se anotan los pesos respectivos, W_i en gramos.

La fracción que pasa la malla núm. 4.75, se cuartea y se toma el equivalente a un peso de 200 g de material seco. Se coloca esta muestra en el vaso metálico y se agregan aproximadamente 500 cm³ de agua, dejándose en reposo un tiempo de 12 horas como mínimo.

Después de este tiempo, se lava la muestra a través de la malla núm. 0.075, esta acción se efectúa agitando el contenido del vaso con la varilla durante 15 seg., con movimientos en forma de ocho, luego se deja reposar dicho contenido durante 30 seg., acto seguido se decanta la suspensión sobre la malla núm. 0.075 (Ver Fig. 45). El paso de las partículas finas a través de la malla se facilita si se aplica un chorro de agua a baja presión.

La operación de lavado se repite hasta que el agua decantada salga limpia. Después se regresa al vaso metálico el material que se haya retenido en la malla núm. 0.075, usando un poco de agua, la cual al final de la operación se decantará, previendo que no haya arrastre de partículas. Acto seguido se introduce el vaso al horno para el secado del contenido, dejándolo al menos 16 horas a una temperatura de $105 \pm 5^\circ C$, hasta peso constante.

El material ya seco se vierte sobre la malla superior del juego compuesto por las siguientes mallas en orden de aberturas de mayor a menor: 2.0, 0.850, 0.425, 0.250, 0.150 y 0.075, para llevar a cabo la acción de cribado se utiliza el ro-tap que le da al conjunto un movimiento combinado de rotación horizontal y vertical, el cual debe durar 5 minutos. (Ver. Fig.46) Una vez que el material ha sido cribado se retira del juego de mallas la núm. 2.0, se agita sobre una charola y el material que pasa dicha malla se vierte sobre la malla núm. 0.850, procedimiento que se sigue con cada una de las mallas restantes.



Fig. 45 Decantado de la suspensión a través de la malla Núm. 0.075

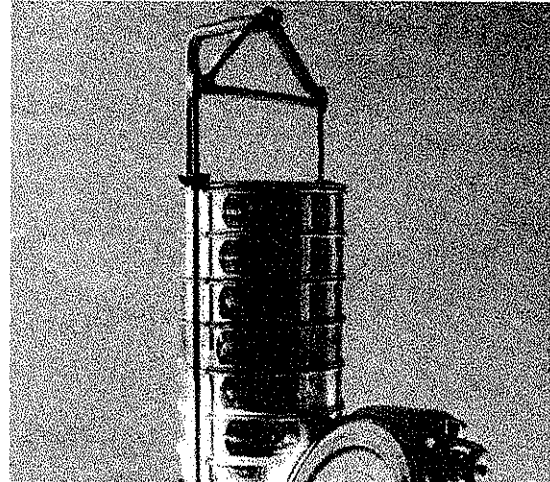


Fig. 46 Serie típica de tamices en un vibrador mecánico de tamices. (Ro-Tap)

Los retenidos en cada una de las mallas se pesan en gramos y se anotan en la forma de registro como w_j . Con los pesos de la muestra, retenido en la malla 4.75 y retenido en la malla núm. 0.075 así obtenidos, se efectúan los cálculos respectivos para determinar los porcentajes de grava, arena y finos y se dibuja la curva granulométrica. Ver Fig. 47

Como la información obtenida del análisis granulométrico se presenta en forma de curva, para poder comparar suelos y visualizar más fácilmente la distribución de los tamaños de granos presentes y tomando en cuenta que una masa de suelo típica puede tener partículas dentro de una muy amplia diversidad de tamaños hasta las mas pequeñas de 0.075 mm (malla núm 200), sería necesario recurrir a una escala muy grande para poder dar el mismo peso y precisión de lectura a todas las medidas, por lo tanto, ante lo impráctico de una situación tal, se recurre a una representación logarítmica para los tamaños de partículas.

Los procedimientos patrones utilizan el porcentaje que pasa como la ordenada en la escala natural de la curva granulométrica, dibujando en el eje horizontal los tamaños de las partículas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MATERIALES DE LOS TERRAPLENES DE ACCESO

OBRA: ALCANTARILLA DEL ARROYO "EL BEJUCO"
 LOCALIZACION: CARRERA TEMC-TALISMAN
 ENSAYE NUM. 74-463 Km 2.40 D.D. 500m
 MUESTRA NUM. 1

PESOS: DE LA MUESTRA 15290 g
 DE LA FRACCION RETENIDA EN LA MALLA NUM. 4.75, W_m 8860 g
 DE LA FRACCION QUE PASA LA MALLA NUM. 4.75, W_{m2} 6430 g

FECHA: 28-IV-85
 OPERADOR: PEREZ Y SERNA
 CALCULISTA: JUAN O. VEGA
 REVISO: ALFONSO ELIZONDO

HUMEDAD DE LA FRACCION QUE PASA LA MALLA NUM. 4.75

P E S O D E	
RECIPIENTE NUM.	<u>12</u>
TARA + MUESTRA HUMEDA ($W_1 + W_m$)	<u>95.03 g</u>
TARA + MUESTRA SECA ($W_1 + W_d$)	<u>90.43 g</u>
PESO AGUA ($W_m - W_d$) = W_w	<u>4.60 g</u>
TARA W_1	<u>20.93 g</u>
PESO MUESTRA SECA W_d	<u>70.05 g</u>
CONTENIDO DE AGUA w_2	<u>6.5 %</u>

CORRECCION DEL PESO TOTAL DE LA MUESTRA, POR HUMEDAD DE LA FRACCION QUE PASA LA MALLA NUM. 4.75

$$W_{d2} = \frac{W_m}{1 + w_2} = \frac{4440}{1 + 0.065} = 4166.4$$

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA NUM. 4.75				MATERIAL QUE PASA LA MALLA NUM. 4.75			
Malla Num.	Peso retenido W_i (g)	Retenido parcial (%)	Material que pasa (%)	Malla Num.	Peso retenido W_j (g)	Retenido parcial (%)	Material que pasa (%)
75.0				2.0	34.0	16.2	44.0
50.0				0.850	39.0	11.7	32.9
37.5	457	1.1	98.9	0.425	40.4	12.2	26.1
25.0	395	2.7	96.2	0.250	17.8	5.4	14.7
19.0	563	3.8	92.4	0.150	49.5	5.9	8.8
12.5	1179	8.0	84.4	0.075	13.7	4.1	4.7
9.5	646	4.4	80.0	Peso 0.075	15.6	4.7	
4.75	2910	19.6	60.2	S U M A	200.0	60.2	
Paso 4.75	8864	60.2					
S U M A	14714	100.0					

$D_{10} = 0.17$ $D_{30} = 0.80$ $D_{60} = 4.75$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{4.75}{0.17} = 28.0$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} = \frac{(0.80)^2}{0.17 \cdot 4.75} = 0.79$	Retenido en Malla 75.0 = 0.0 % G = 39.8 % S = 55.9 % F = 4.7 % Paso Num. 0.425 = 20.1 %
---	--	---

CLASIFICACION SCT Y DESCRIPCION DEL MATERIAL SP ARENA MIA GRADUADA

Fig. 47

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

A partir de la curva granulométrica, se pueden obtener diámetros característicos tales como el D_{10} , D_{30} y D_{60} . El D se refiere al tamaño del grano o diámetro aparente de la partícula de suelo y el subíndice 10, 30 y 60 denota el porcentaje de material más fino, por ejemplo, $D_{10} = 0.17$ mm, significa que el 10% de los granos de la muestra son menores en diámetro que 0.17 mm.

Para fines de clasificación del suelo se deben calcular los denominados coeficientes de uniformidad y curvatura, representados por C_u y C_c respectivamente, los cuales se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad , \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Donde:

C_u = Coeficiente de uniformidad del material

C_c = Coeficiente de curvatura del material

D_{10} = Tamaño de las partículas o diámetro aparente del suelo en milímetros, tal que el 10% de los granos de la muestra son menores que dicho diámetro.

D_{30} = Tamaño de las partículas o diámetro aparente del suelo en milímetros, tal que el 30% de los granos de la muestra son menores que dicho diámetro.

D_{60} = Tamaño de las partículas o diámetro aparente del suelo en milímetros, tal que el 60% de los granos de la muestra son menores que dicho diámetro

Un valor grande de C_u indica que los diámetros D_{60} y D_{10} difieren en tamaño apreciablemente, sin embargo, no asegura que no exista un vacío de gradación, como el que se presenta cuando faltan por completo o existe una muy pequeña cantidad de diámetros de un tamaño determinado. El coeficiente de concavidad C_c es una medida de la forma de la curva entre el D_{60} y el D_{10} . Valores de C_c muy diferentes de 1.0 indican que falta una serie de diámetros entre los tamaños correspondientes al D_{10} y el D_{60} .

Importancia del Análisis Granulométrico.-

Las características granulométricas de un suelo influyen en la mayor o menor facilidad para lograr una compactación adecuada y tienen importancia en su comportamiento mecánico, principalmente en los suelos gruesos.

La mayor estabilidad de un suelo se alcanza cuando la cantidad de vacíos es mínima para lo cual se requiere que el material tenga una sucesión adecuada de tamaños de manera tal que los huecos resultantes del acomodo de las partículas mayores, sean ocupados por partículas menores y que a su vez, los huecos que dejan estas últimas sean ocupados por partículas más finas y así sucesivamente.

Clasificación de los suelos.-

Para clasificar a los suelos, ha sido práctica común dentro de la metodología que aquí se desarrolla, utilizar el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S) cuyos elementos esenciales fueron propuestos inicialmente por Arturo Casagrande en 1942 y adoptados posteriormente por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos para la construcción de aeropuertos.

En la actualidad este sistema se utiliza en la mayoría de los países del orbe y en el propio Estados Unidos es ampliamente reconocido y utilizado tanto por órganos gubernamentales como por la mayoría de las firmas consultoras. En México el SUCS no ha sido la excepción, por el contrario ha sido utilizado por la Ingeniería Mexicana Especializada tanto a nivel de organismos de Gobierno como por empresas particulares.

En este sistema se usa la curva granulométrica para clasificar el suelo como grueso o fino y siendo grueso como grava o arena, basándose en el criterio del 50%.

En los grupos de grava y arena, los suelos que contienen menos del 5% de partículas menores que la malla N° 200 se consideran limpios y de acuerdo con sus respectivos coeficientes de uniformidad y curvatura se clasifican como bien o mal graduados. Así se tiene que para que una grava limpia este bien graduada se debe cumplir que:

$$C_u > 4 \text{ y } 1 < C_c < 3$$

Cuando esto se cumple la grava limpia se clasifica como GW. Si no se cumple se clasificará como grava mal graduada, GP.

Para que una arena limpia esté bien graduada se debe cumplir que:

$$C_u > 6 \text{ y } 1 < C_c < 3$$

Cuando esto se cumple la arena limpia se clasifica como SW. Si no se cumple se clasificará como arena mal graduada, SP.

Las gravas o arenas que contienen más del 12% de finos, se clasifican como limosas GM o SM, o arcillosas GC o SC, según los resultados de los Límites de Atterberg respectivos.

Los finos se consideran limosos o arcillosos según el siguiente criterio:

- Si $IP < 4$ o están debajo de la Línea A de la carta de plasticidad los finos son limosos.
- Si $IP > 7$ y están arriba de la Línea A de la carta de plasticidad los finos son arcillosos.

Cuando los suelos gruesos contienen entre 5 y 12% de finos se consideran casos de frontera entre las gravas o arena limpias:

GW, GP, SW, SP

Lo mismo ocurre para las gravas o arenas con finos:

GM, GC, SM, SC

De igual forma, pueden ocurrir casos de frontera en gravas y arenas con finos cuando el índice de plasticidad está entre 4 y 7, obteniéndose:

GM-GC; SM-SC

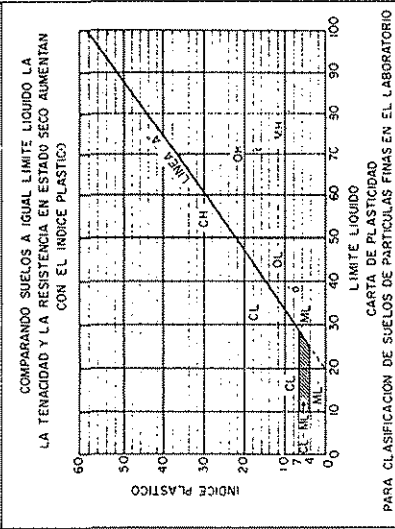
En la tabla XIV se presenta el *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos* y en la Fig. 48 *la Carta de Plasticidad*.

TABLA XIV
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS
 INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO		SIMBOLOS DEL GRUPO		NOMBRES TÍPICOS		INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS		CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE PARTICULAS GRESASAS	Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (φ)	Amplia gama en los tamaños de los partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios		GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	Diseñe el nombre típico, indique los porcentajes de las fracciones de arena, grava y arcilla, las características de la superficie y dureza de las partículas gruesas; nombre local y geológico; cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.		Coeficiente de uniformidad (Cu): Coeficiente de curvatura (Cc) $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$, entre 1 y 3			
	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	Para los suelos mal graduados agréguese información sobre estructura, estratificación, agrietamiento, condiciones de humedad y características de drenaje.		No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW			
ARENAS	Más de la mitad de la fracción gruesa puede usarse 1/2 cm como equivalente en la abertura de la malla N° 4	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML abajo)		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	Para los suelos mal graduados agréguese información sobre estructura, estratificación, agrietamiento, condiciones de humedad y características de drenaje.		Límites de plasticidad abajo de la "línea A" o Ip menor que 4			
	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL abajo)		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	EJEMPLO: Arena limosa con grava; como un 20% de grava y 15% de arcilla, con 15% de partículas redondeadas o subangulares; un diámetro de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial; (SM).		Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con Ip mayor que 7			
	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	EJEMPLO: Arena limosa con grava; como un 20% de grava y 15% de arcilla, con 15% de partículas redondeadas o subangulares; un diámetro de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial; (SM).		Cu, D ₁₀ , mayor de 6; $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$, entre 1 y 3			
	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios		SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	EJEMPLO: Arena limosa con grava; como un 20% de grava y 15% de arcilla, con 15% de partículas redondeadas o subangulares; un diámetro de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial; (SM).		No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW			
SUELOS DE PARTICULAS FINAS	Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (φ)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML abajo)		SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	EJEMPLO: Arena limosa con grava; como un 20% de grava y 15% de arcilla, con 15% de partículas redondeadas o subangulares; un diámetro de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial; (SM).		Límites de plasticidad abajo de la "línea A" o Ip menor que 4			
	Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (φ)	Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL abajo)		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	EJEMPLO: Arena limosa con grava; como un 20% de grava y 15% de arcilla, con 15% de partículas redondeadas o subangulares; un diámetro de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial; (SM).		Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con Ip mayor que 7			
SUELOS DE PARTICULAS FINAS	Las partículas mayores de 75 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)	RESISTENCIA EN TENSION (Consistencia cerca del complemento)		TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)		Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos	Diseñe el nombre típico, indique el grado y carácter de la plasticidad; cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas; color del suelo húmedo; nombre local y geológico; cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis.		EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduado L-Baja compresibilidad S-Arena C-Arcilla P-Turba		
		Nulo o ligero		Rápido o lento							ML
		Medio o alto		Nulo o muy lento							CL
		Ligero a medio		Lento							OL
		Ligero a medio		Lento a nulo							MH
Alto o muy alto		Nulo		CH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos albiticos		Para los suelos mal graduados agréguese información sobre la estructura, estratificación, agrietamiento, condiciones de humedad y drenaje		EJEMPLO: Limo arcilloso, café, ligeramente plástico, porcentaje reducido de arena fino; numerosos agujeros verticales de raíces; firme y seco en el lugar; loess; (ML)		
Medio o alto		Ligero a medio		OH							
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		Facilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa		PI		Turba y otros suelos altamente orgánicos		EJEMPLO: Limo arcilloso, café, ligeramente plástico, porcentaje reducido de arena fino; numerosos agujeros verticales de raíces; firme y seco en el lugar; loess; (ML)			

(a) Clasificaciones de frontera - Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con arcilla y arena.

(b) Todos los tamaños de los mallas en este carta son los U.S. Standard.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

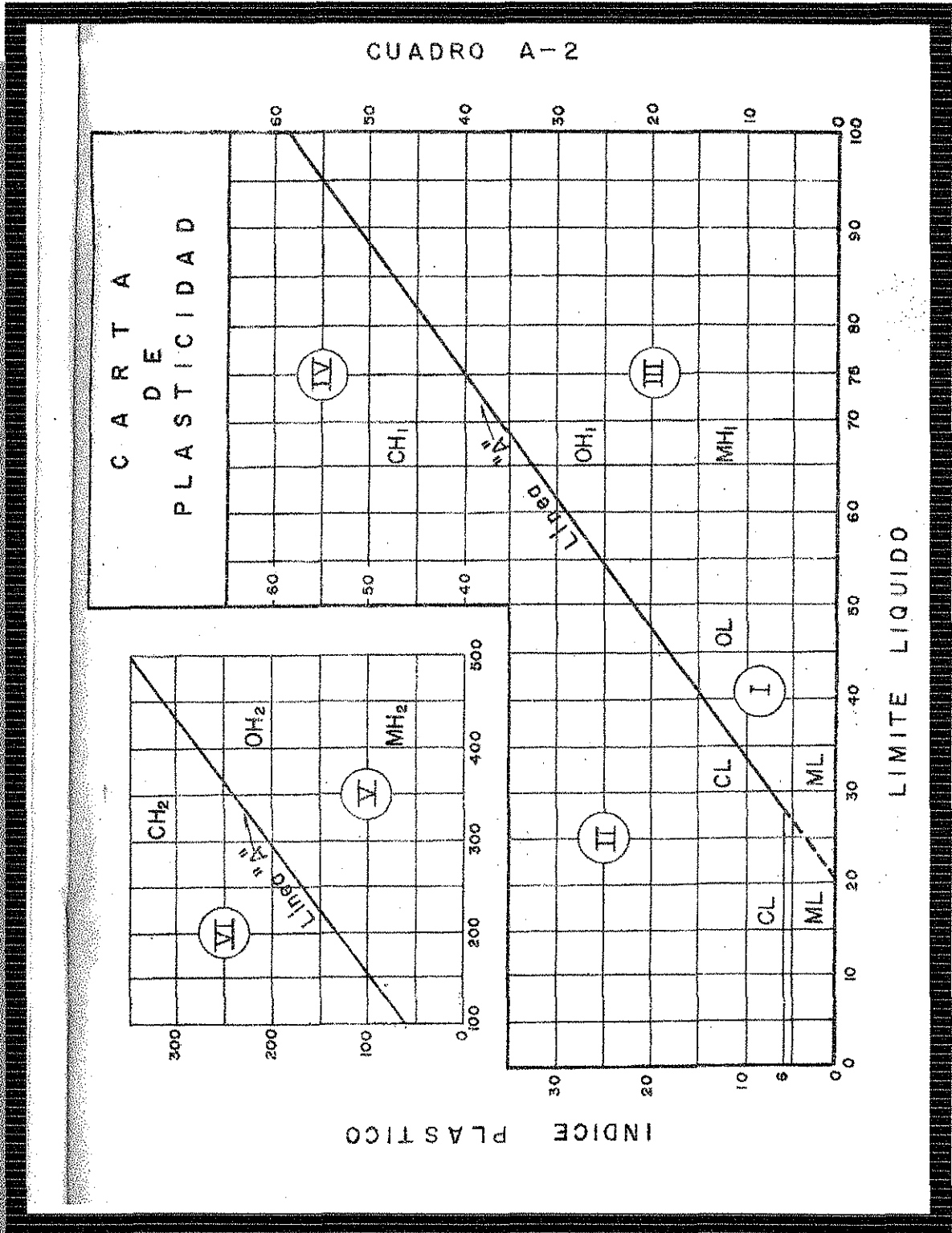


Fig. 48 Carta de plasticidad

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Pruebas de Compresión Triaxial.-

Cuando se obtienen muestras inalteradas con tubo shelby o muestras cúbicas en pozos a cielo abierto, se requiere determinar las características esfuerzo-deformación y la resistencia de los suelos mediante las pruebas de compresión triaxial que esencialmente consisten en aplicar presiones laterales y axiales diferentes a especímenes cilíndricos y estudiar su comportamiento.

El ensayo triaxial da información para dibujar un círculo de esfuerzos de Mohr utilizando la presión confinante (presión de cámara) como σ_3 y el esfuerzo principal mayor correspondiente σ_1 en el momento de falla de la muestra. Mediante este gráfico es posible establecer una tangente aproximada a los círculos (envolventes de esfuerzos) al dibujar entre 2 y 4 círculos de Mohr utilizando datos de ensayos basados en diferentes presiones de confinamiento σ_3 para cada ensayo de muestras de suelo cuya densidad y contenido de agua sean aproximadamente iguales.

La pendiente de esta tangente se toma como el ángulo de fricción interna del material, ϕ , del suelo. La intersección de esta recta con el eje y, se toma como la cohesión c en la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

donde:

τ = esfuerzo cortante en el plano de falla, en Kg/cm^2

σ_n = esfuerzo normal total sobre el plano considerado, en Kg/cm^2

c = cohesión del material en Kg/cm^2

ϕ = ángulo de fricción interna del material, en grados.

Las pruebas triaxiales se realizan en dos etapas, una de ellas es la consolidación y la otra es la ruptura. La primera consiste generalmente en aplicar a un espécimen cilíndrico una presión hidrostática, en ocasiones simultáneamente con una carga o descarga vertical, manteniendo constante la presión confinante.

De acuerdo a las condiciones de drenaje en que se efectúe la prueba, las pruebas triaxiales se clasifican como sigue:

1. *No consolidadas-no drenadas (UU)*⁹. Este ensayo se hace con la válvula de drenaje cerrada para todas las fases del ensayo y antes de que la muestra tenga posibilidades de consolidarse.
2. *Consolidadas-no drenadas (CU)*. Este ensayo se hace después de que la muestra se ha consolidado con la válvula de drenaje abierta bajo una presión confinante constante.

Cuando se completa la consolidación, se cierran las válvulas de drenaje y se le aplica el esfuerzo desviador de la muestra hasta la falla.

3. *Consolidadas-drenadas (CD)*. En este ensayo se abre la válvula de drenaje, se aplica la presión confinante, se controla la consolidación de la muestra y a continuación, se aplica el esfuerzo desviador. Este esfuerzo debe aplicarse con una velocidad adecuada a fin de que las presiones de poro que siempre se desarrollan durante el proceso de corte, sean lo suficientemente pequeñas para que los parámetros de suelos no se afecten.

Debido a que se tiene que hacer un control muy detallado y a la cantidad de tiempo necesario, este ensayo sólo es económicamente justificable para grandes proyectos.

La prueba no consolidada-no drenada permite determinar la resistencia de una arcilla saturada sometida a cargas o descargas aplicadas a una velocidad tal que no haya disipación de las presiones de poro generadas. Es adecuada para el estudio de la estabilidad al final de la construcción.

La prueba consolidada-no drenada es la más adecuada para determinar la resistencia de suelos consolidados sometidos a cargas rápidas, como en el caso de vaciado rápido de una presa o de sismos.

La prueba consolidada-drenada permite determinar la resistencia después de la disipación de la presión de poro, lo que corresponde para suelos cohesivos a la estabilidad a largo plazo en el campo.

El equipo con el que se lleva a cabo este tipo de pruebas consiste de: máquina de compresión (que pueda aplicar cargas a tasas de deformación unitaria controlada), cámara triaxial, moldes para la

⁹ Símbolos que son iniciales del nombre de la prueba en inglés

muestra, membrana de hule látex, expansor de la membrana, piedras porosas, bandas de hule (ligas), compresora, calibradores, equipo para moldear la muestra. En la Fig. núm.49 Se presenta un esquema de una cámara triaxial.

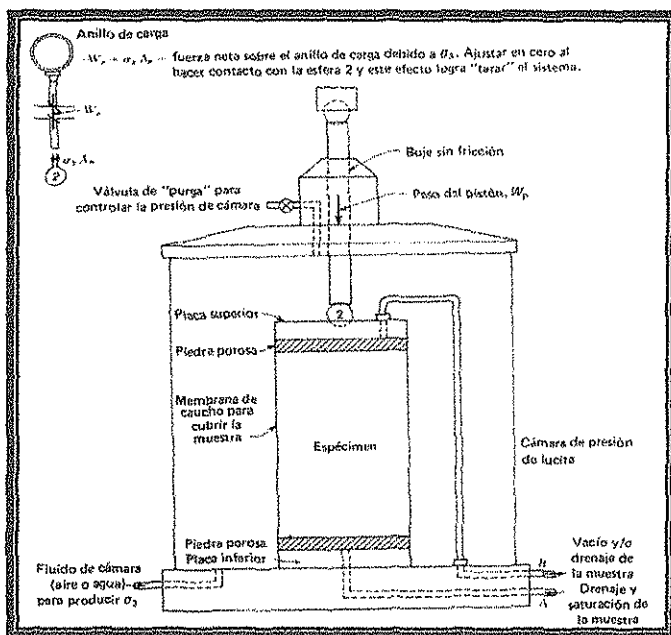


Fig. 49 Detalles del circuito de una cámara triaxial. Nótese que se necesitan válvulas de paso den las tuberías A, B y C. Si se utiliza un sensor electrónico de carga, debe localizarse sobre una conexión en T en el tubo A.

Pruebas de Consolidación.-

La prueba de consolidación es la reducción de la relación de vacíos de una masa de suelo sometido a cargas de larga duración, que es función del tiempo y del exceso de la presión de poro.

Así se tiene que el fenómeno de consolidación puede atribuirse a la compresión y expulsión de agua y de aire contenido en los poros de los suelos parcialmente saturados.

Dos aspectos del fenómeno de consolidación son de interés en mecánica de suelos, uno de ellos es la magnitud de las compresiones totales que pueden presentarse bajo distintas cargas y otro es la evolución de la compresión sufrida por un suelo respecto al tiempo, bajo una carga determinada.

Las pruebas de consolidación se realizan con objeto de obtener información sobre esos dos aspectos. La relación entre reducciones de relación de vacíos y presiones efectivas aplicadas, obtenida durante la prueba, permite estimar los asentamientos totales que pueden esperarse en una obra dada.

El ensayo de laboratorio es unidimensional por el hecho de que con un anillo metálico para confinar la muestra, no se permite flujo o movimiento de agua en un sentido lateral, sino que todo el flujo de agua y el movimiento del suelo sucede en la dirección vertical. En el terreno ocurre algo de movimiento lateral de agua, igualmente algo de movimiento lateral de suelo. Sin embargo, ninguno de estos efectos es probablemente tan importante cuando se considera el asentamiento global, debido a la consolidación basada en la extrapolación de resultados de laboratorio a la situación del terreno.

La prueba de consolidación consiste en comprimir verticalmente un espécimen de material confinado en un anillo rígido, de acuerdo con una secuela de cargas establecidas de antemano. Cada vez que se aplica un incremento de cargas, el espécimen sufre una primera deformación, debido al proceso de expulsión de agua o aire que se llama consolidación primaria, una segunda deformación tiene lugar debida a fenómenos de flujo plástico en el suelo, los efectos de ésta última son más evidentes luego que termina el proceso de consolidación primaria.

El equipo para efectuar la prueba consiste del consolidómetro, discos porosos, extensómetro de carátula y marco de carga. Ver Fig. 50

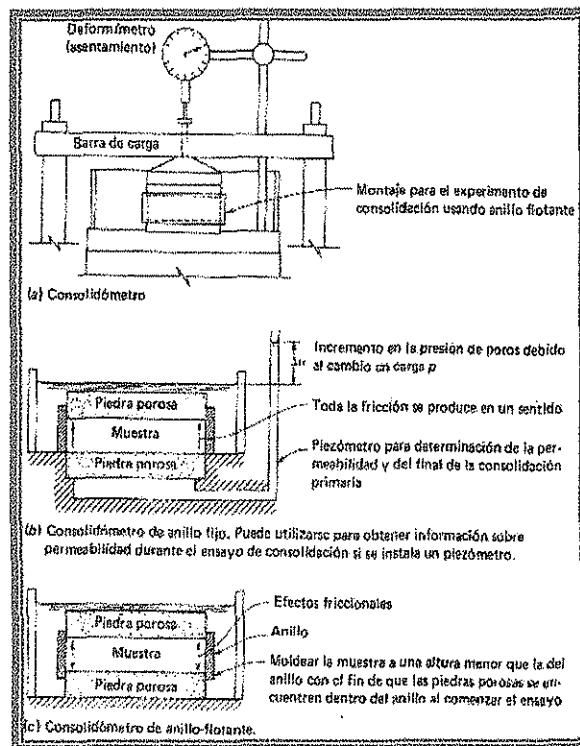


Fig. 50 Detalles del montaje de un ensayo de consolidación típico

El procedimiento para efectuar la prueba, en general consiste en lo siguiente:

1. Una vez que todo el dispositivo para llevar a efecto la prueba, ha quedado debidamente instalado, el recipiente del consolidómetro se instala en el banco de consolidación, se centra el espécimen bajo el cabezal y se coloca el micrómetro en el centro del marco en una lectura que permita registrar posibles expansiones al inicio de la prueba, se selecciona el valor del primer incremento de presión para aplicar al espécimen.
2. Se determina la relación de incrementos de carga que deberá emplearse durante la prueba. Generalmente es conveniente que la carga se incremente en 100% en cada etapa.
3. Se anotan la lectura inicial del micrómetro, fecha, temperatura y hora de principio de la prueba. Se deposita cuidadosamente la primera carga en el portapesas, evitando cualquier impacto. Se inicializa el cronómetro y se toman lecturas del micrómetro en los tiempos 0, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 45 seg., 1 min., y subsecuentes (ver Fig. 52), anotados en la columna tiempo transcurrido de esa figura. Los resultados se dibujan a medida que se van obteniendo, en una gráfica tiempo deformación como la que se muestra en la Fig. 51.
4. Se mantiene el incremento de carga hasta que la rama de consolidación secundaria esté bien definida en la curva tiempo (escala logarítmica)-deformación (lectura de micrómetro). Se registra entonces una lectura final del micrómetro. El tiempo transcurrido para lograr ésta definición sirve de base para decidir el intervalo que se deberá dejar entre cada incremento, tomando en cuenta que el tiempo necesario para que se defina la consolidación secundaria puede aumentar cuando se incrementa el nivel de esfuerzos.
5. Procediendo en forma similar a como se aplicó el primer incremento ΔP , que en general se inicia con 0.500 kg/cm^2 , se aplican en el siguiente orden los incrementos 0.5, 1.0, 2.0, 2.0 y 2.0 kg/cm^2 para generar las correspondientes presiones sobre el espécimen de 1.0, 2.0, 4.0, 6.0 y 8.0 kg/cm^2 . Los datos de cada etapa se registran en formatos como los que se muestran en las Figs. 52, 53 y 54.
6. Al terminar este proceso se descarga el espécimen retirando en primer lugar la última carga aplicada, se deja el tiempo suficiente hasta que se estabilice el micrómetro, luego se retira la penúltima carga aplicada dándole al espécimen, de igual forma, el tiempo requerido para su estabilización. Luego se continua en forma análoga con el proceso, hasta obtener una presión

mula sobre la pastilla. Se deja transcurrir 48 horas o más, para que el espécimen se expanda y una vez que se ha estabilizado se registra la lectura final del micrómetro. Los datos de esta etapa se registran en un formato como el que se muestra en la Fig. 55.

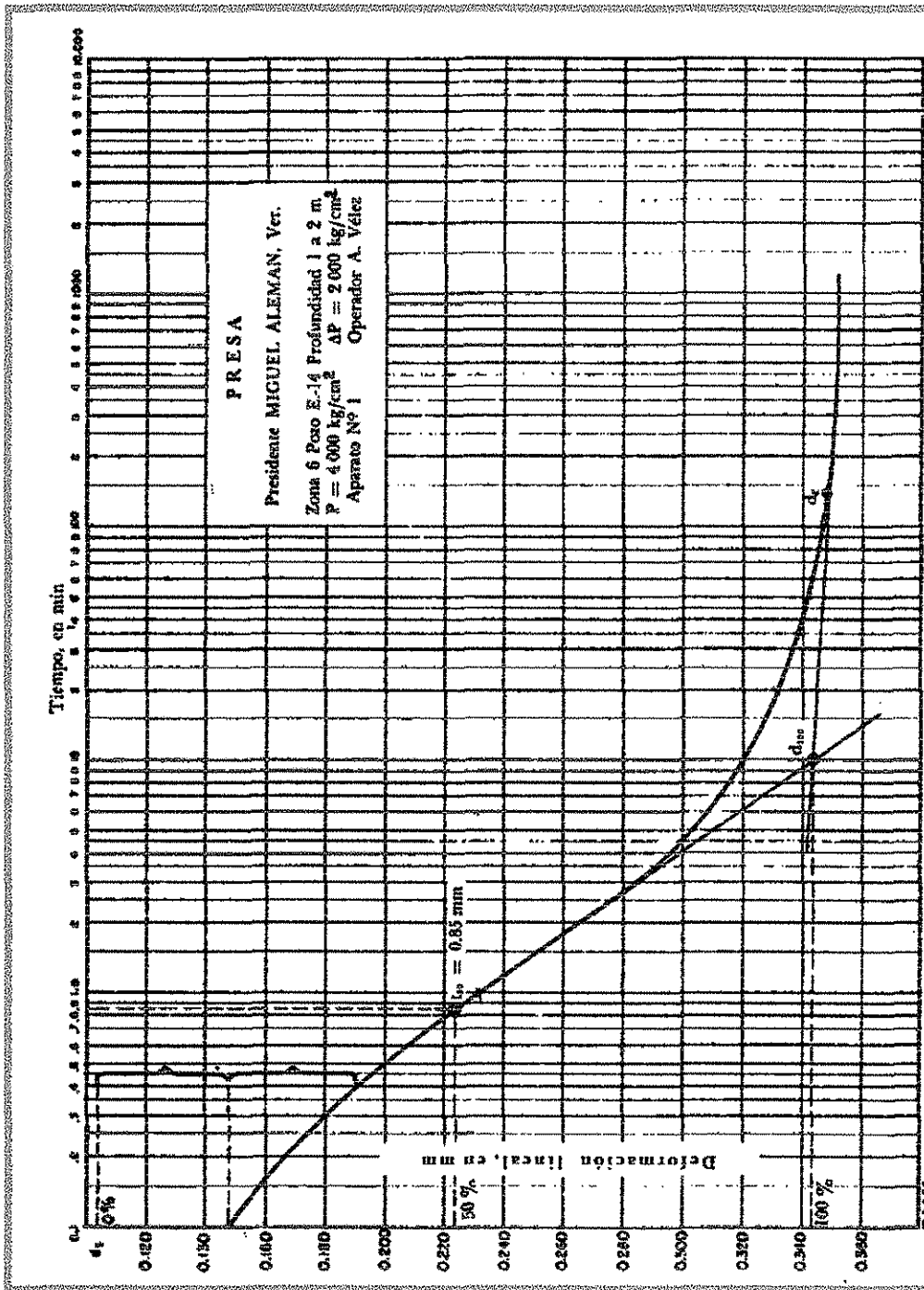


FIG. 51 Gráfica tiempo deformación

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO SALE
 DE LA BIBLIOTECA

CONSOLIDACION DE REGISTRO DE CARGA

Procedencia Presidente Miguel Alemán, Ver Identificación de Lab. Ig-416

Banco Zona 6 Pozo E-14 Profundidad 100 a 200

Muestra Remodelada Estado _____ Fecha Junio de 1951

Aparato N° 1 Prueba N° 1

Presión sobre la pastilla, P = 0.500 kg/cm ²						Presión sobre la pastilla, P = 1,000 kg/cm ²					
Incremento de presión, P= 0.500 kg/cm ²						Incremento de presión, P= 0.500 kg/cm ²					
FECHA Y TEMPERATURA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	MICROMETRO, en mm	DEFORMACION, en mm	CORRECCION APARATO	FECHA Y TEMPERATURA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	MICROMETRO, en mm	DEFORMACION, en mm	CORRECCION APARATO
Jun 29-51 17,9° C	H m 8.50	0	11.433	0		Jun 29-51 18,2° C	H m 8.59	0	11.272	0	
		5 seg	11.329	0.091	0.013			5 seg	11.196	0.063	0.013
		10	11.326	0.094	0.013			10	11.192	0.067	0.013
		15	11.324	0.096	0.013			15	11.186	0.072	0.014
		20	11.323	0.097	0.013			20	11.183	0.075	0.014
		25	11.321	0.099	0.013			25	11.181	0.076	0.015
		30	11.320	0.100	0.013			30	11.178	0.079	0.015
		45	11.318	0.102	0.013			45	11.174	0.083	0.015
		1 min	11.316	0.104	0.013			1 min	11.170	0.086	0.016
		1.5	11.313	0.105	0.015			1.5	11.165	0.091	0.016
		2	11.311	0.107	0.015			2	11.160	0.093	0.017
		3	11.307	0.111	0.015			3	11.154	0.101	0.017
		4	11.305	0.113	0.015			4	11.149	0.105	0.018
		6	11.302	0.116	0.015			6	11.144	0.110	0.018
		9	11.300	0.116	0.017			9	11.140	0.112	0.020
		12	11.298	0.118	0.017			12	11.137	0.112	0.022
		16	11.297	0.119	0.017			16	11.134	0.115	0.023
		20	11.296	0.120	0.017			20	11.133	0.116	0.023
		25	11.295	0.121	0.017			25	11.131	0.118	0.023
		30	11.294	0.122	0.017			30	11.130	0.119	0.023
		36	11.292	0.123	0.018			36	11.128	0.121	0.023
		42	11.292	0.123	0.018			42	11.127	0.122	0.023
		49	11.292	0.123	0.018			49	11.126	0.123	0.023
		56	11.291	0.124	0.018			56	11.125	0.124	0.023
		64	11.291	0.123	0.019			64	11.124	0.125	0.023
		72	11.290	0.124	0.019			72	11.124	0.125	0.023
		81	11.290	0.124	0.019			81	11.123	0.126	0.023
		100	11.289	0.125	0.019			100	11.122	0.127	0.023
		120	11.288	0.126	0.019			120	11.121	0.128	0.023
		1430	11.279	0.132	0.022			1531	11.107	0.140	0.023
		4289	11.272	0.139	0.022						0.025

Observaciones:

Operador Elena Leal G Calculó Mario Zamora N Fecha Junio de 1951

FIG. 52

CONSOLIDACION DE REGISTRO DE CARGA

Procedencia Presidente Miguel Alemán, Ver Identificación de Lab. Ig-416

Banco Zona 6 Pozo E-14 Profundidad 100 a 200

Muestra Remodelada Estado _____ Fecha Julio de 1951

Aparato N° 1 Prueba N° 1

Presión sobre la pastilla, P = 2.000 kg/cm ² Incremento de presión, P= 1.000 kg/cm ²						Presión sobre la pastilla, P = 4,000 kg/cm ² Incremento de presión, P= 2.000 kg/cm ²					
FECHA Y TEMPERATURA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	MICROMETRO, en mm	DEFORMACION, en mm	CORRECCION APARATO	FECHA Y TEMPERATURA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	MICROMETRO, en mm	DEFORMACION, en mm	CORRECCION APARATO
2-VII-51	11:07	0	11.107	0.000		4-VII-51	9:53	0	10.808	0.000	0.39
17.6°C		5 scg	10.957	0.120	0.028	18.6°C		5 scg	10.626	0.143	0.40
		10	10.946	.132	0.029			10	10.606	0.152	0.40
		15	10.936	0.141	0.029			15	10.594	0.174	0.41
		20	10.932	0.146	0.029			20	10.584	0.183	0.41
		25	10.926	0.151	0.030			25	10.575	0.192	0.41
		30	10.922	0.155	0.030			30	10.568	0.199	0.41
		45	10.912	0.165	0.030			45	10.551	0.216	0.41
		1 min	10.904	0.173	0.030			1 min	10.538	0.229	0.42
		1.5	10.893	0.183	0.031			1.5	10.518	0.243	0.42
		2	10.883	0.193	0.031			2	10.502	0.264	0.43
		3	10.871	0.205	0.031			3	10.483	0.282	0.43
		4	10.862	0.213	0.032			4	10.471	0.294	0.44
		6	10.852	0.223	0.032			6	10.457	0.307	0.44
		9	10.844	0.231	0.032			9	10.447	0.317	0.44
		12	10.839	0.236	0.032			12	10.442	0.322	0.45
		16	10.336	0.239	0.032			16	10.439	0.324	0.45
		20	10.834	0.241	0.032			20	10.436	0.327	0.45
		25	10.832	0.243	0.032			25	10.433	0.330	0.45
		30	10.831	0.244	0.032			30	10.431	0.332	0.45
		36	10.029	0.245	0.033			36	10.429	0.334	0.45
		42	10.828	0.246	0.033			42	10.427	0.336	0.45
		49	10.827	0.247	0.033			49	10.425	0.338	0.45
		56	10.826	0.248	0.033			56	10.424	0.339	0.45
		64	10.826	0.249	0.033			64	10.423	0.340	0.45
		72	10.825	0.240	0.033			72	10.420	0.343	0.45
		81	10.824	0.250	0.033			81	10.420	0.342	0.46
		100	10.823	0.251	0.033			100	10.418	0.344	0.46
		120	10.821	0.253	0.033			120	10.417	0.345	0.46
4-VII-51	8:15	1253	10.808	0.260	0.039				10.405	0.350	0.53

Observaciones:

Operador Elena Leal G Calculó Mario Zamora N Fecha Julio de 1951

FIG. 53

CONSOLIDACION DE REGISTRO DE CARGA

Procedencia Presidente Miguel Alemán, Ver. Identificación de Lab. Id-416
 Banco Zona 6 Pozo E-14 Profundidad 1 a 2m
 Muestra Remodelada Estado _____ Fecha Julio de 1951
 Aparato N° 1 Prueba N° 1

Presión sobre la pastilla, P = 6.000 kg/cm ² Incremento de presión, P= 2.000 kg/cm ²						Presión sobre la pastilla, P = 8,000 kg/cm ² Incremento de presión, P= 2.000 kg/cm ²					
FECHA Y TEMPERATURA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	MICRÓMETRO, en mm	DEFORMACION, en mm	CORRECCION APARATO	FECHA Y TEMPERATURA	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	MICRÓMETRO, en mm	DEFORMACION, en mm	CORRECCION APARATO
5-VII-51	9:54	0	10.405	0.000		6-VII-51	9:58	0	10.124	0.000	0.020
17.8° C		5 seg	10.299	0.086	0.020			5 seg	10.070	0.034	0.020
		10	10.288	0.097	0.020			10	10.061	0.043	0.020
		15	10.281	0.104	0.020			15	10.056	0.048	0.021
		20	10.275	0.109	0.021			20	10.051	0.052	0.021
		25	10.269	0.115	0.021			25	10.047	0.056	0.021
		30	10.265	0.119	0.021			30	10.044	0.059	0.021
		45	10.253	0.131	0.021			45	10.035	0.068	0.021
		1 min	10.243	0.141	0.021			1 min	10.028	0.075	0.021
		1.5	10.229	0.155	0.021			1.5	10.018	0.065	0.021
		2	10.217	0.167	0.021			2	10.011	0.092	0.021
		3	10.202	0.182	0.021			3	9.998	0.105	0.021
		4	10.192	0.192	0.021			4	9.991	0.112	0.021
		6	10.180	0.203	0.022			6	9.982	0.120	0.022
		9	10.169	0.214	0.022			9	9.973	0.129	0.022
		12	10.165	0.218	0.022			12	9.968	0.134	0.022
		16	10.161	0.222	0.022			16	9.964	0.138	0.022
		20	10.158	0.225	0.022			20	9.960	0.142	0.022
		25	10.156	0.227	0.022			25	9.956	0.146	0.022
		30	10.153	0.230	0.022			30	9.954	0.148	0.022
		36	10.151	0.232	0.022			36	9.952	0.150	0.022
		42	10.150	0.233	0.022			42	9.950	0.152	0.022
		49	10.148	0.235	0.022			49	9.948	0.154	0.022
		56	10.147	0.236	0.022			56	9.946	0.156	0.022
		64	10.145	0.238	0.022			64	9.944	0.158	0.022
		72	10.144	0.238	0.023			72	9.943	0.158	0.023
		81	10.143	0.239	0.023			81	9.942	0.159	0.023
		100	10.142	0.240	0.023			100	9.940	0.161	0.023
		120	10.140	0.242	0.023			120	9.937	0.164	0.023
6-VII-51	8:17	1343	10.124	0.256	0.225	7-VII-51	8:08	1320	9.919	0.180	0.025

Observaciones:
 Operador Elena Leal G Calculó Mario Zamora N Fecha Julio de 1951

FIG. 54

CONSOLIDACION DE REGISTRO DE DESCARGA

Procedencia Presidente Miguel Alemán, Ver. Identificación de Lab. Id-416

Banco Zona 6 Pozo E-14 Profundidad 1 a 2m

Muestra Remodelada Estado _____ Fecha Julio de 1951

Aparato N° 1 Prueba N° 1

FECHA Y PRESION	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	MICROMETRO, en mm	DEFORMACION, en mm	CORRECCION APARATO	FECHA Y PRESION	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO	MICROMETRO, en mm	DEFORMACION, en mm	CORRECCION APARATO	
p=8.000 kg/cm ² p=4.000 kg/cm ²	7-VII-51	8:51	0 seg	9.929	0.000		10-VII-51	0 seg	10.321	0.000		
			15	9.966	0.027			0.020	15	10.436	0.104	0.011
			60 min	9.984	0.031			0.034	60 min	10.474	0.137	0.011
			90	9.986	0.033			0.034	90	10.488	0.151	0.016
p=4.000 kg/cm ² p=2.000 kg/cm ²	7-VII-51	11:36	0 seg	9.986	0.000		11-VII-51	0 seg	10.448	0.000		
			15	10.071	0.055			0.030	15	10.599	0.102	0.009
			60 min	10.090	0.062			0.042	60 min	10.626	0.123	0.015
			90	10.097	0.069			0.042	90	10.666	0.163	0.015
p=2.000 kg/cm ² p=1.000 kg/cm ²	8-VII-51	8:50	0 seg	10.097	0.000		12-VII-51	0 seg	10.666	0.000		
			15	10.149	0.029			0.023	15	10.715	0.039	0.010
			60 min	10.174	0.045			0.032	60 min	10.811	0.131	0.014
			90	10.194	0.065			0.032	90	10.857	0.164	0.027
p=1.000 kg/cm ² p=0.500 kg/cm ²	9-VII-51	11:00	0 seg	10.194	0.000							
			15	10.234	0.023			0.017				
			60 min	10.287	0.071			0.022				
			90	10.321	0.105			0.22				

Observaciones:

Operador Elena Leal G Calculó Mario Zamora N Fecha Julio de 1951

FIG. 55

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CAPITULO V

DISEÑO DE LA CIMENTACION.

Capacidad de Carga.-

Antes de hacer referencia a las diferentes teorías de la capacidad de carga de un suelo es conveniente aclarar que en la metodología que se sigue para el diseño de la cimentación de puentes carreteros, los conceptos fundamentales de la Mecánica de Suelos aplicada se utilizan para proyectar y construir las cimentaciones de este tipo de estructuras, desde luego no solo los aspectos teóricos son los únicos que intervienen también la información experimental juega un papel importante en las técnicas para cimentar.

Por otro lado no está fuera de la realidad el afirmar que la técnica de las cimentaciones tiene mucho de arte en el sentido de que algunos criterios, normas y reglas que se utilizan, están basados en la experiencia y el ingenio propio del ingeniero mas que en los conceptos teóricos o experimentales.

Como es conocido existen diversos tipos de cimentaciones, de acuerdo a las diferentes naturalezas del terreno donde se va desplantar la obra.

Una cimentación es desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos la respuesta de dos problemas distintos, uno de ellos es qué esfuerzo puede comunicar el cimientamiento o conjunto de ellos al terreno sin que se exceda la resistencia de éste, es decir, sin que falle. El segundo es qué deformaciones va sufrir el suelo y en consecuencia la cimentación, al aplicarse tales esfuerzos.

La respuesta a la primera pregunta se da con una de las teorías de capacidad de carga que da la Mecánica de Suelos, la respuesta a la segunda pregunta la proporciona un método de análisis de asentamientos o en su caso expansiones, desde luego, ambas respuestas por si solas no resuelven todos los problemas que involucran el proyecto y construcción de una cimentación, se requiere también del ingenio y la experiencia del ingeniero para la elección del tipo de cimentación que habrá de emplearse en una obra específica.

Al respecto cuando se tiene la necesidad de diseñar cimentaciones se tiene uno que hacer algunas preguntas:

1. ¿Qué tipo de suelos se tiene? ¿Cuáles son sus propiedades físicas y mecánicas? ¿Cómo vamos a explorar el sitio donde habrá de construirse la obra? ¿Cómo vamos a definir los parámetros

de resistencia, deformabilidad y permeabilidad del suelo? Todas esas preguntas entran dentro del capítulo de los estudios previos. Estos estudios son los que hay que realizar antes de efectuar una obra.

2. ¿Qué capacidad de carga tiene el suelo? ¿Qué velocidad y qué magnitud de deformaciones provocará una sobrecarga en ese suelo? Estas son preguntas que hace el estructurista. Para responder a ellas es necesario el conocimiento de las teorías y saber cuál es la teoría aplicable en cada caso. Hay muchas teorías para analizar la capacidad de carga y la deformabilidad de un suelo, la mayoría están basadas en hipótesis que simplifican el problema.
3. El sentido común es de lo más importante, permite que aún cuando la teoría nos diga algo, nos proporcione un resultado, evitamos dar una recomendación ortodoxa, no obstante que conozcamos muy bien las propiedades del suelo y la teoría también. El sentido común es así un elemento muy importante para el ingeniero en la toma de decisiones.

En resumen para diseñar cimentaciones se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Conocer las propiedades de los suelos para conocer su comportamiento.
- Conocer las teorías de Mecánica de Suelos para cuantificar esas propiedades
- Utilizar el sentido común.

Las cimentaciones generales se consideran como pertenecientes a dos grandes grupos: el de las cimentaciones superficiales y el de las cimentaciones profundas.

Convencionalmente se considera que las cimentaciones superficiales, son aquellas que se desplantan a una profundidad no mayor a dos o tres veces el ancho del cimiento, en realidad no hay una frontera rígida que las delimite.

Dentro de los tipos más usuales de cimentaciones superficiales se tienen, las zapatas aisladas, las zapatas corridas, los losas de cimentación. Cuando se recomienda una cimentación superficial en un puente, la solución más común son las zapatas aisladas por ser las más económica.

La geometría de las zapatas aisladas suelo ser cuadrada o rectangular y el material que se utiliza en su construcción en general es el concreto, en obras pequeñas suele construirse una zapata con mampostería, siempre y cuando haya disponibilidad de materiales, la mano de obra no sea cara, resulte indicado por razones sociales.

El objetivo específico de una zapata es ampliar el área de apoyo de un elemento estructural a fin de que el nivel de esfuerzos transmitido al suelo de desplante sea el adecuado, tomando en consideración la resistencia de este último.

Se presentan casos en que la resistencia del suelo es baja y las cargas transmitidas son altas, cuando esto ocurre, deberá ampliarse el área de la zapata hasta alcanzar niveles de esfuerzos adecuados, la ampliación puede dar lugar a zapatas corridas que puedan sostener a su vez varios elementos estructurales de transmisión de carga o a losas de cimentación que ocupan sin interrupciones el área de desplante de la obra.

En diversas obras pueden encontrarse la combinación de este tipo de cimientos, lo cuales se proyectan de acuerdo al criterio del ingeniero a cargo del proyecto.

Sin embargo es común que se presente el caso en que aún cuando se emplee losa corrida, la presión que se transmite al suelo resulta ser superior a la capacidad de carga del mismo o bien se estima que dicha presión, producirá asentamientos importantes, situación que habrá de requerir buscar estratos más resistentes a mayores profundidades lo cual es el origen del otro importante grupo de cimientos que es el de los cimientos profundos.

Las soluciones a base de cimentaciones profundas implican elementos de transmisión de carga que transfieren el apoyo de la estructura a niveles en los que se localice el estrato resistente, sin embargo este estrato en ocasiones no se encuentra a profundidades que puedan considerarse económicas dentro de un proyecto, de tal manera que ésta situación da lugar a otro tipo de cimentaciones profundas en las que se utilizan elementos que distribuyen por fricción o adherencia sus cargas a través de los diferentes estratos del subsuelo.

Lo que diferencia en forma arbitraria a los elementos que forman las cimentaciones profundas es la magnitud de su diámetro o lado de acuerdo a que su geometría sea circular o rectangular según se muestra en la tabla XV.

TABLA XV

CIMENTACIONES PROFUNDAS			
Elemento de Transmisión de carga	Geometría	Material	Dimensión Transversal m
Pilote de punta	Circular o rectangular	Concreto o acero	0.30-1.0
Pilote de fricción	Circular o rectangular	Concreto o acero	0.30-1.0
Pila	Circular	Concreto	Entre 1.0 y 2.0
Cilindro	Circular	Concreto armado	Entre 3.0 y 6.0
Cajón de cimentación	Paralelepípedo	Concreto armado	De acuerdo al proyecto

En la Figura 56 se aprecian esquemáticamente los tipos de cimentaciones profundas.

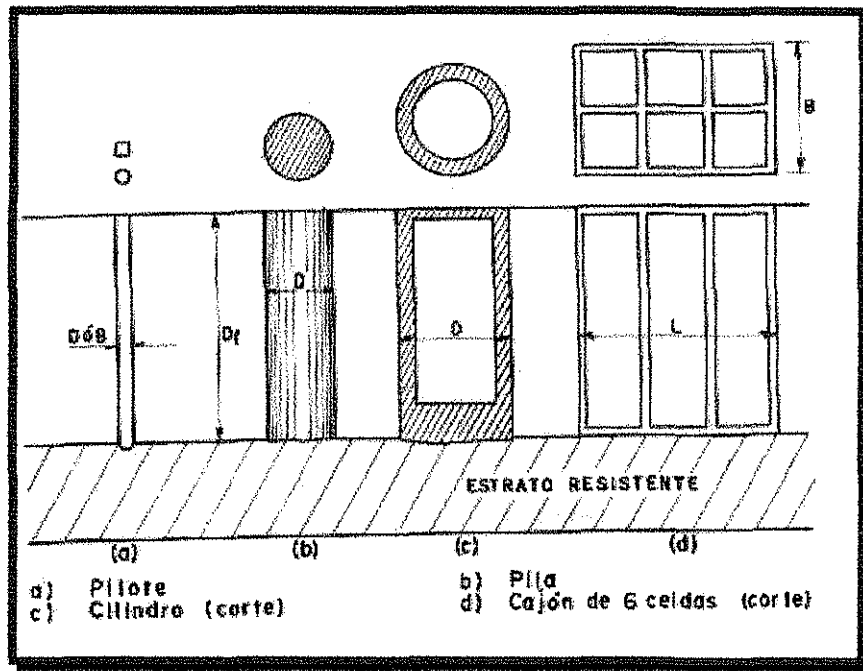


FIG. 56 Tipos de cimentaciones profundas

La elección entre una cimentación superficial y una profunda no está estrictamente definida por una regla en particular mas bien el aspecto económico suele ser el factor decisivo en la opción que se elija. En general las cimentaciones profundas son mas costosas que las superficiales por esta razón en las obras viales se prefieren estas últimas, sin embargo en México se tiene la experiencia de que una cimentación superficial sobre zapatas puede resultar aceptable económicamente hasta profundidades del orden de 5 a 6 m, siempre y cuando no haya problemas críticos con el agua, pues

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

es frecuente que en los sitios donde se construye una cimentación para obras viales se encuentren corrientes de agua. Los flujos de agua en las paredes de la excavación y en las masas de suelo vecinas plantean problemas de estabilidad de taludes, de anegamiento del fondo de la excavación, lo cual hace necesario el uso de ademes y de procesos de bombeo que pueden resultar muy costosos, aspectos que tienden a invertir la balanza económica a favor de las cimentaciones profundas.

TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA

Las teorías de capacidad de carga, casi todas, tienen su origen en la solución de Prandtl al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo bajo condiciones de deformación plana, la cual fue desarrollada en 1921.

Esta solución supone el medio indentado rígido plástico perfecto. En la Fig. 57 se esquematiza el problema general de la indentación, mostrándose la forma de la solución para un medio sin peso y puramente cohesivo.

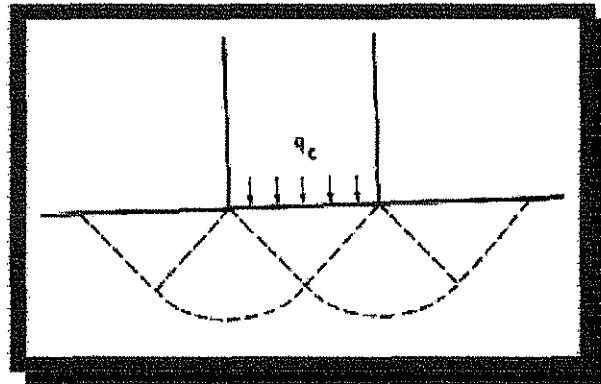


FIG. 57 Problemas de indentación y solución de Prandtl, para un medio sin peso, con $c \neq 0$ y $\phi = 0$

Para este caso, el máximo esfuerzo q_c que puede aplicarse al sólido, sin que se idente en el medio es:

$$q_c = (\pi + 2)c$$

La solución de Prandtl para el caso mas general, en el cual el medio indentado además de poseer características cohesivas posee también componentes friccionantes, se muestra en la Fig. 58

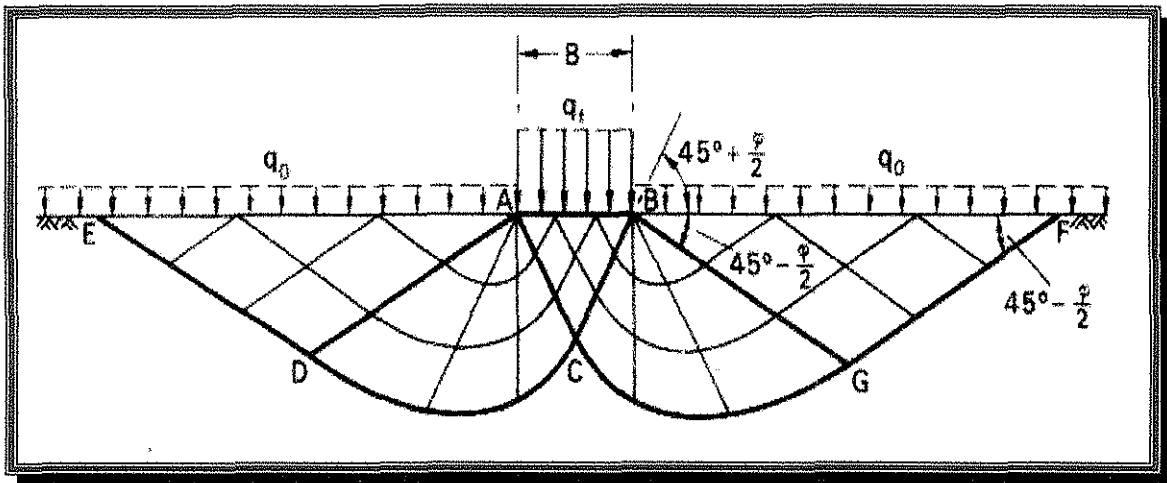


FIG. 58 Mecanismo de falla según Prandtl. Suelo cohesivo y friccionante

En este caso al igual que en el anterior se considera que el cuerpo que se indenta es perfectamente liso, uniformemente cargado e infinito en longitud.

Tres años después de la teoría de Prandtl, Reissner generalizó esta teoría hasta incluir el caso en que el cuerpo indentado lo hace en el interior del medio y no en la superficie.

Criterio de Terzaghi.-

Terzaghi a partir de 1943 extendió la Teoría de Prandtl-Reissner y desarrolló la teoría aplicable al caso más general de suelos cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante se expresa como sigue:

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

En esta teoría se considera que el suelo que se encuentra por arriba de la profundidad de desplante del cimiento, D_f influye solamente como una sobrecarga que actúa en dicho nivel, como se observa en la Fig. 59.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

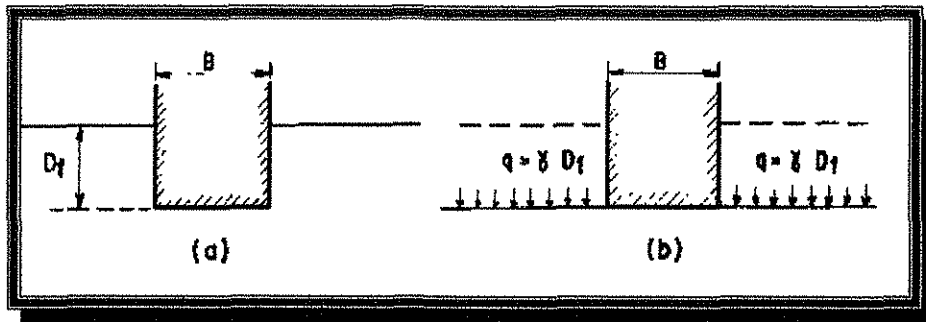


Fig. 59 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento, con una sobrecarga debida a su peso.

En la teoría de Terzaghi, cuyo mecanismo de falla se encuentra en la Fig. 60 se consideran las siguientes hipótesis: el cimiento es de longitud infinita, el área de contacto con el suelo está uniformemente cargada y es rugosa, la forma de las líneas que limitan las zonas II se consideran espiral logarítmica, los estados de esfuerzos en las zonas III se consideran como estados plásticos pasivos de Rankine, la resistencia al esfuerzo cortante se desarrolla simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla.

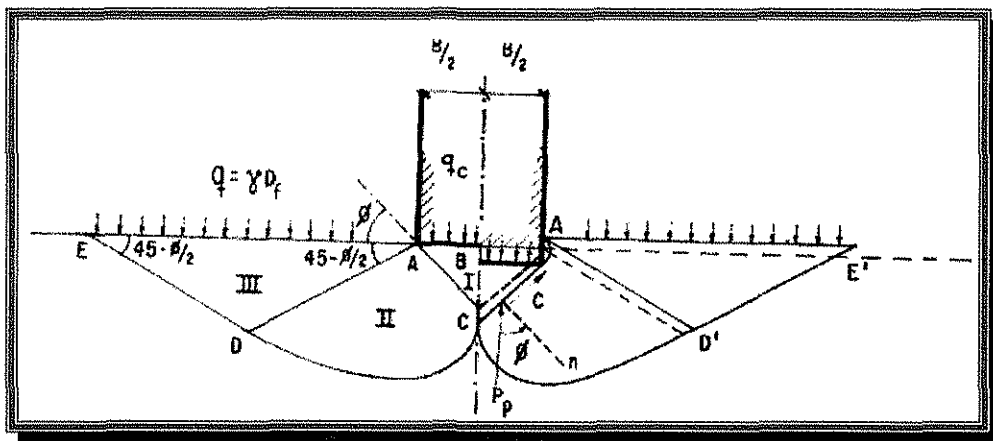


Fig- 60 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

De este modelo de falla, Terzaghi obtuvo la expresión que permite obtener la carga admisible que puede transmitir el cimiento al suelo sin que éste falle, siendo esta la siguiente:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

- c = Cohesión del suelo sobre el que se apoya el cimiento
- B = Ancho del cimiento
- γD_f = Sobrecarga que actúa al nivel de desplante
- N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

Los factores N_c, N_q, N_γ de acuerdo con la teoría en cuestión dependen del ángulo de fricción interna ϕ del suelo, son adimensionales y se aplican tanto para cimentaciones superficiales, como profundas.

Es común determinar los valores de estos factores gráficamente, para lo cual se usa el gráfico que se muestra en la Fig. 61.

En esta figura las curvas de trazo discontinuo, proporcionan valores modificados de los factores de capacidad de carga, representados por N'_c, N'_q, N'_γ los cuales deberán aplicarse cuando se prevea una falla de tipo "local" en contraposición al mecanismo general ilustrado en la Fig. 60.

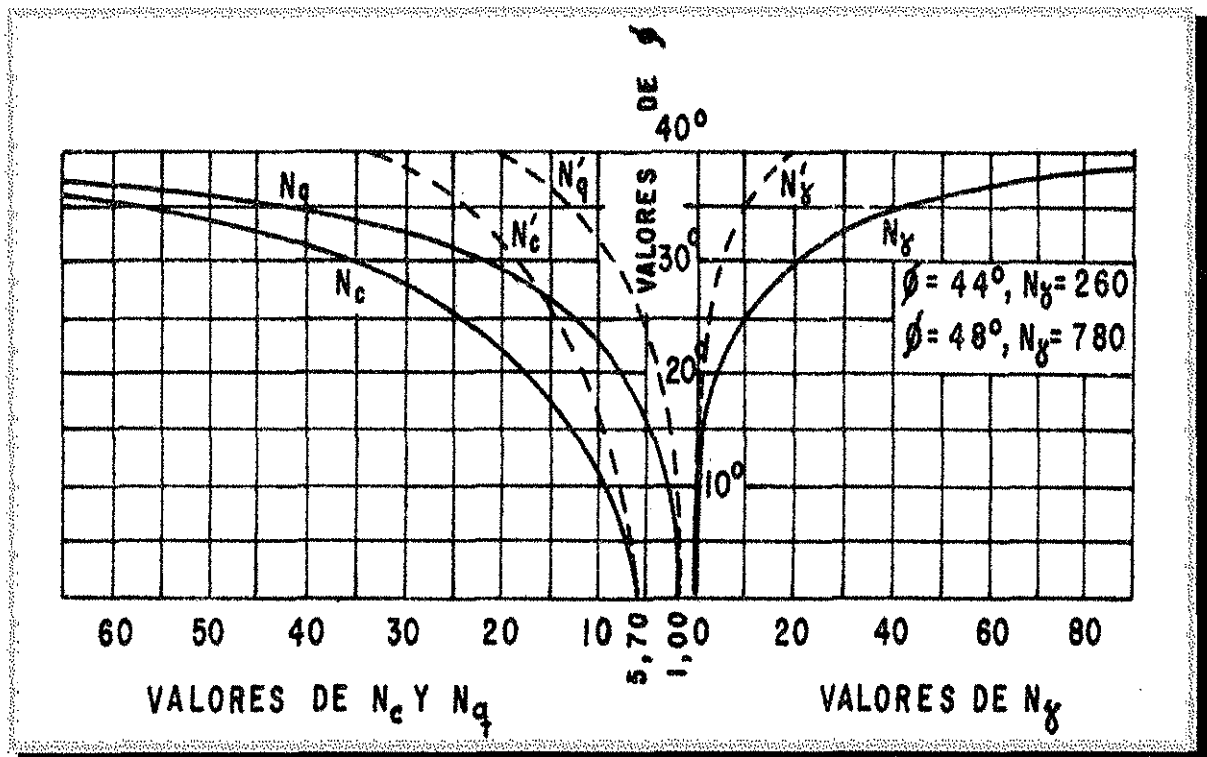
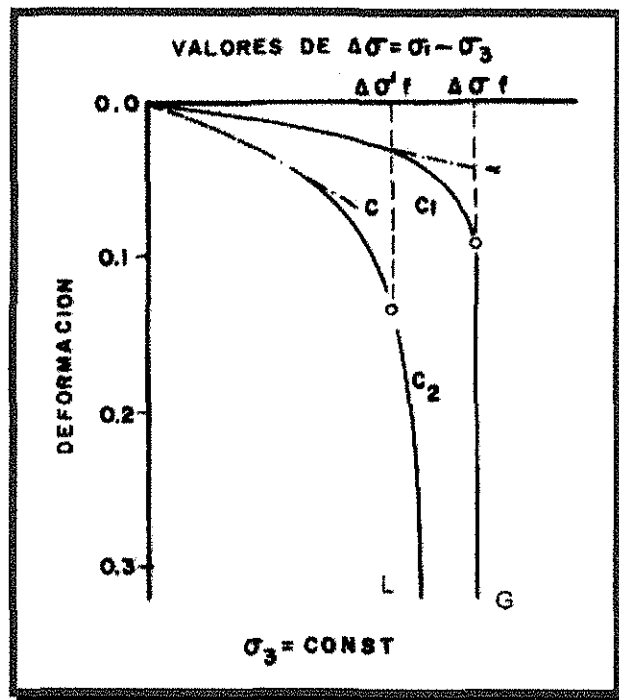


Fig. 61 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

La falla "local" puede presentarse según Terzaghi en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, cuando la deformación del suelo se incrementa sustancialmente para cargas cercanas a la falla, de tal forma que al penetrar el cimiento no logra desarrollar el estado plástico hasta los puntos E' Y E' del mecanismo general, sino que la falla ocurre a una carga menor en virtud de haberse alcanzado un asentamiento del cimiento de tal magnitud, que para fines prácticos equivale a la falla del mismo.

La curva L de la Fig. 62 ilustra una situación tal.

FIG. 62 Curvas de esfuerzo-deformación típicas para mecanismos de falla general (1) y local (2), según Terzaghi.



Los factores de carga para el caso en el que se prevea que pueda ocurrir falla "local", se pueden obtener afectando los parámetros de resistencia c y el ángulo de fricción ϕ del suelo, de acuerdo a lo propuesto por Terzaghi.

$$c' = \frac{2}{3}c$$

$$\tan\phi' = \frac{2}{3}\tan\phi$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

para simplificar las operaciones de cálculo, se entra a las curvas discontinuas de la Fig. 54 con el valor original de ϕ y se obtienen los valores de N'_c, N'_q, N'_γ , teniendo en cuenta estos valores, la capacidad de carga última si se considera que puede ocurrir falla local está dada por la siguiente expresión:

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Las expresiones para determinar la capacidad de carga última ya sea para cuando se desarrolla el mecanismo general o para cuando se presenta falla local, son para cimientos continuos, de longitud infinita, sin embargo para otra geometría de los cimientos, como los cuadrados o redondos, Terzaghi propone las siguientes expresiones basadas en la experiencia:

para zapatas cuadradas

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

para zapatas circulares:

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma R N_\gamma$$

donde:

R = radio de la zapata

Es conveniente aclarar que todas las fórmulas anteriores se refieren a cimientos sujetos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.

Algunos criterios que pueden tomarse en cuenta para decidir con que factores trabajar son los siguientes:

<i>Deformación Unitaria en Pruebas Triaxiales.</i>	<i>Aplicar los Factores</i>
< 5%	N
> 15%	N'
De 5% a 15%	Interpolarse linealmente entre N y N'

<i>Tipo de Suelo</i>	<i>Parámetro</i>	<i>Aplicar los Factores</i>
Arenas	Compacidad relativa < 30%	N'
Arcillas	Sensibilidad > 10	N'

En suelos puramente cohesivos los factores que se obtienen de la Fig. 54 , entrando con $\phi = 0$ son:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

Al sustituir estos valores en la expresión para determinar la carga última de acuerdo al mecanismo general se obtiene:

$$q_c = 5.7c_u + \gamma D_f$$

Esta expresión suele representarse en términos de la resistencia a la compresión simple, $q_u = 2c_u$ dando como resultado:

$$q_c = 2.85q_u + \gamma D_f$$

Teoría de Meyerhof.-

Como se ha visto anteriormente, la teoría de Terzaghi no toma en cuenta los esfuerzos cortantes que se desarrollan en el suelo que se encuentra arriba del nivel de desplante del cimiento, ya que éste, se toma en cuenta solamente como una sobrecarga flexible, pero no como un medio en el cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o desarrollarse resistencia el esfuerzo cortante.

Fue Meyerhof, quien desde 1951 realizó importantes contribuciones al problema de la capacidad de carga de los suelos, el que consideró los esfuerzos cortantes que pueden desarrollarse en el material que se encuentra por arriba del nivel de desplante del cimiento.

De esta forma la Teoría de Meyerhof considera que el suelo que circunda al cimiento por arriba del nivel de desplante, es medio de propagación de superficies de deslizamiento.

El mecanismo de falla que propone esta teoría para el caso de cimientos largos, de longitud infinita normal al plano del papel se muestra en la Fig. 63 en la que puede apreciarse la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento.

En este mecanismo propuesto por Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes y puede considerarse en estado activo de Rankine, la zona ABC, limitada por un arco de espiral logarítmica es de esfuerzo cortante radial, en tanto que la región BCDE, es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo.

La línea BD, Meyerhof la denomina *superficie libre equivalente*, en ésta superficie actúan, los esfuerzos normales representados por p_o , y los esfuerzos tangenciales, s_o , ambos correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE.

Con base en ésta teoría, Meyerhof llega a una expresión para determinar la capacidad de carga de cimientos superficiales, cuya estructura matemática es análoga a la de Terzaghi:

$$q_c = cN_c + p_o N_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma$$

Donde p_o son los esfuerzos normales que actúan sobre la superficie libre equivalente, los demás elementos tienen los significados antes enunciados.

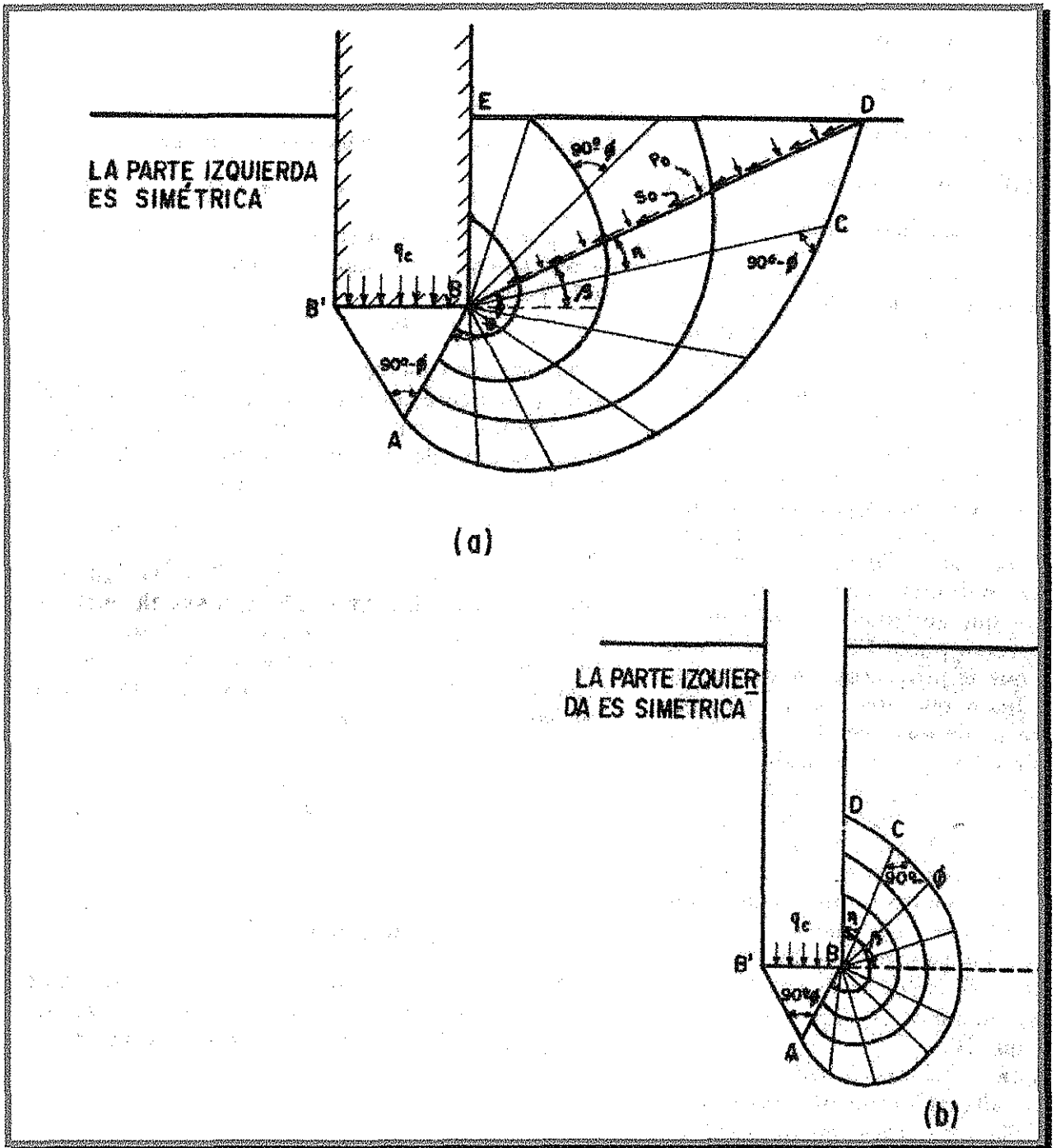


FIG. 63 Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof.

- a) A poca profundidad
- b) A gran profundidad.

Por otra parte, para cimientos profundos llegó a la siguiente expresión:

$$q_c = cN'_c + \gamma D_f N'_q$$

La cual, desde luego, expresa solamente la capacidad de carga en la punta del pilote, sin que se tome en cuenta la fricción lateral en el fuste del mismo. Esta expresión es aplicable solo cuando el pilote penetra en el estrato resistente al menos una longitud $D = 4\sqrt{N'_q} B$

Los valores de los factores de la capacidad de carga N_c, N_q, N_γ (para cimientos superficiales) se muestran en la Fig. 64 en la misma gráfica se observan los factores N'_c y N'_q para pilotes:

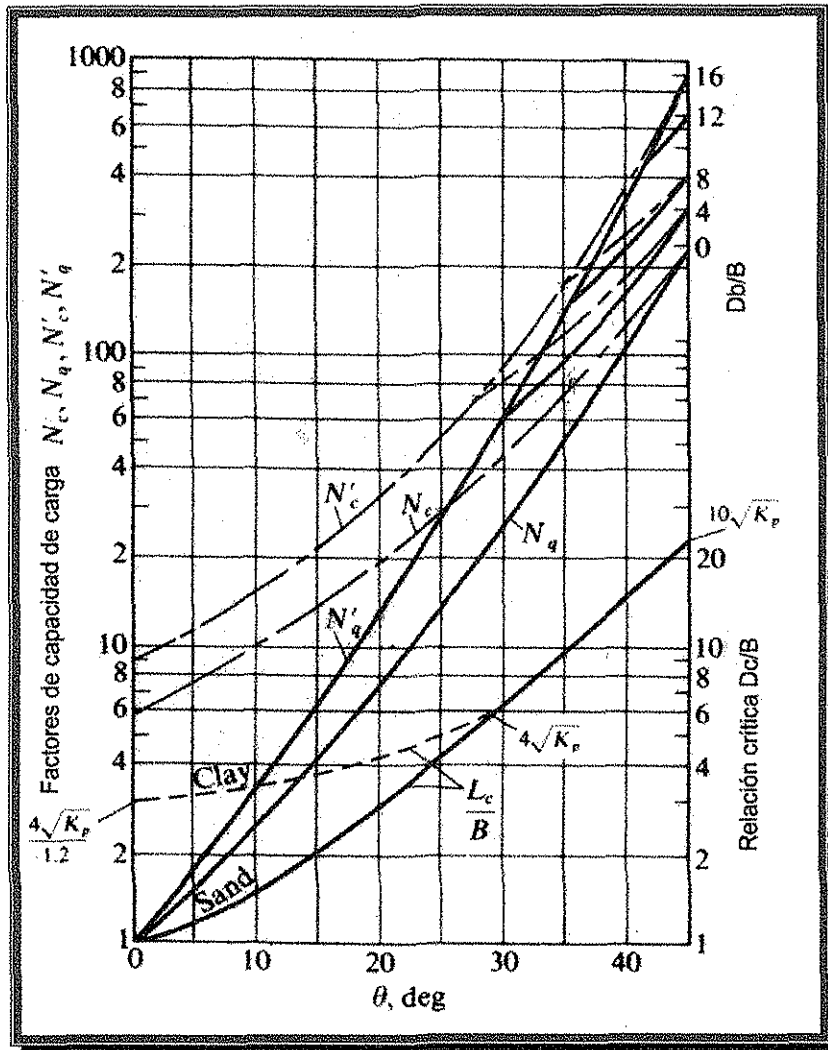


Fig. 64 Factores de capacidad de carga según Meyerhof

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

La Teoría de Skempton.-

A. W. Skempton realizó una serie de experimentos para determinar la influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c en suelos puramente cohesivos, ver Fig. 65.

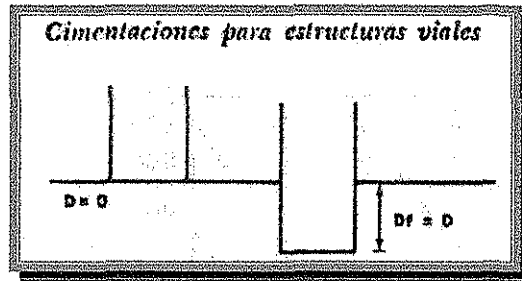


Fig. 65

En la figura anterior la teoría de Terzaghi considera que ambos cimientos tienen la misma capacidad en cuanto a la influencia de la cohesión, por medio del valor de N_c .

Al respecto, si se piensa que el desarrollo de la superficie de falla será mayor en el cimiento más profundo, la cohesión trabajará más y en consecuencia le corresponderá un valor mayor de N_c .

Tomando en cuenta lo anterior Skempton propuso, para determinar la capacidad de carga de un suelo puramente cohesivo la siguiente expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

Que es análoga a la fórmula de Terzaghi solo que N_c varía con la relación $\frac{D}{B}$ donde D es la profundidad en que el cimiento penetra dentro del estrato resistente y B es el ancho del cimiento.

Ahora bien el segundo término de la expresión, γD_f , debe calcularse tomando en cuenta los diferentes estratos que integran el suelo adyacente en el nivel de desplante, con sus respectivos pesos específicos y su condición natural, sumergido, seco, saturado, parcialmente saturado.

La Fig. 66 muestra los valores de N_c , bajo esta teoría, tanto para cimientos largos como para circulares o cuadrados. La fórmula puede aplicarse a cimientos superficiales y profundos apoyados en estratos de arcilla.

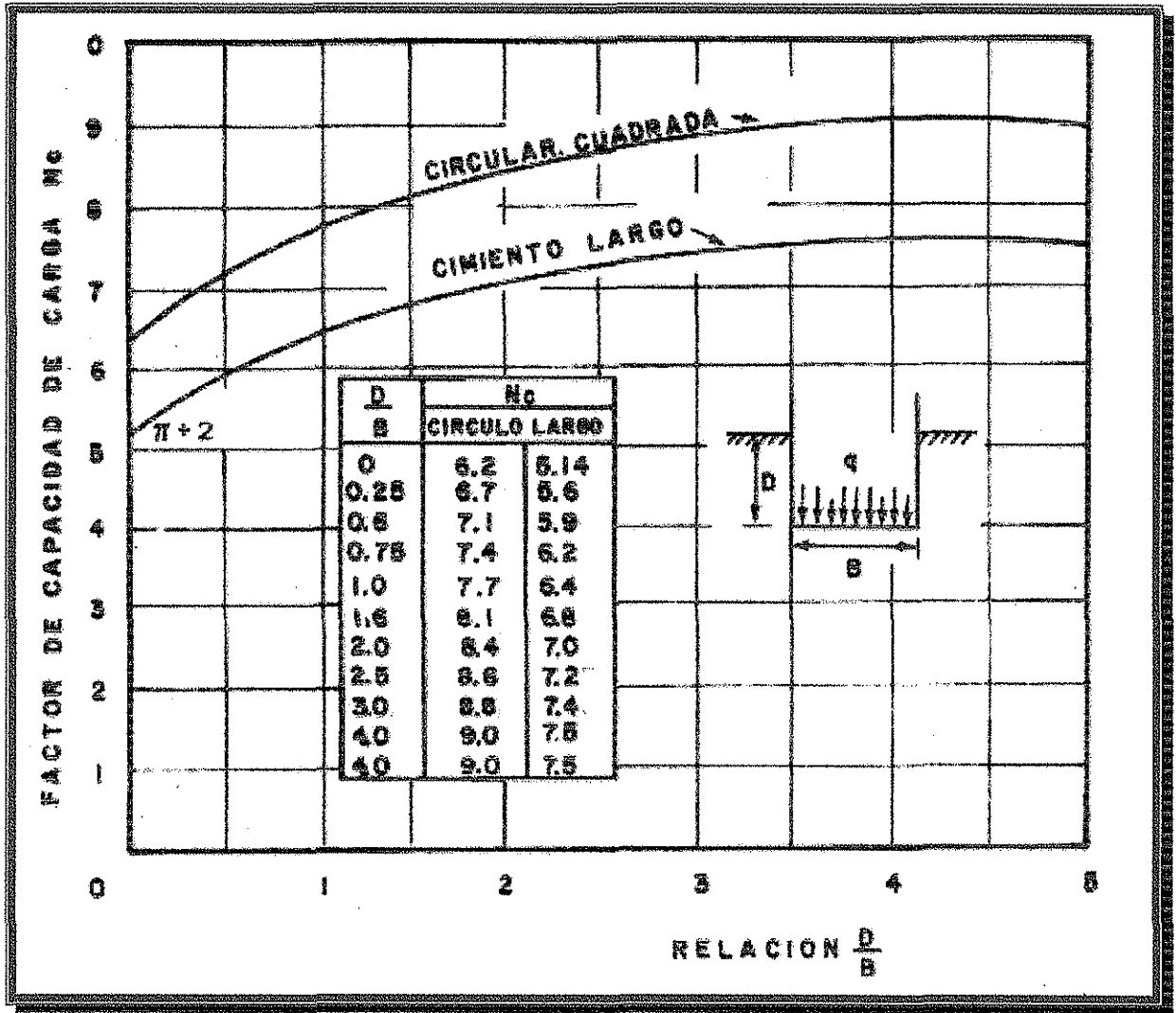


Fig. 66 Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

Existen otras teorías de capacidad de carga, las cuales se mencionarán para hacer notar que las expresiones respectivas tienen la misma estructura que la expresión de la teoría de capacidad de carga de Terzaghi, lo que hace diferente los valores que proporcionan cada una de estas teorías, son los distintos valores para N_c, N_q, N_γ , que se obtienen ya sea mediante tablas y con el uso de

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

gráficas que relacionan el ángulo de fricción interna y los factores de capacidad de carga, tal es el caso de la teoría de Bell cuya expresión para determinar la capacidad de carga es:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Que es la misma expresión matemática de Terzaghi pero cuyos valores de N_c, N_q, N_γ se obtiene mediante la Fig. 67.

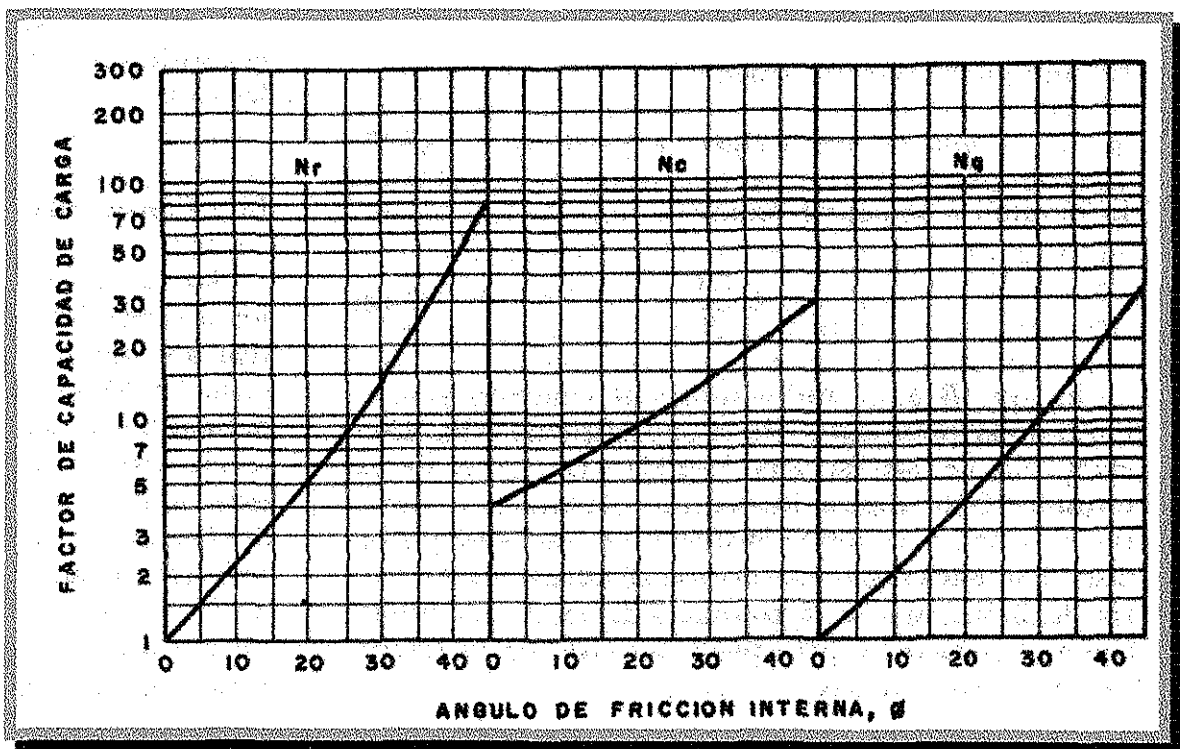


Fig. 67 Factores de capacidad de carga, según Bell.

Por otra parte los valores para N_c, N_q, N_γ para cimientos cuadrados o circulares se afectan con los factores de la tabla XVI

TABLA XVI
Coefficientes de corrección para los factores de capacidad de carga según Bell

<i>Cimentación</i>	<i>Coefficiente correctivo para N_c</i>	<i>Coefficiente correctivo para N_γ</i>
Cuadrada	1.25	0.85
Rectangular $\left(\frac{L}{B} = 2\right)$	1.12	0.90
Rectangular $\left(\frac{L}{B} = 5\right)$	1.05	0.95
Circular	1.20	0.70

Otro criterio para determinar la capacidad de carga de cimientos superficiales o profundos, de geometría rectangular, apoyadas en cualquier tipo de suelo, es el que propone Brinch Hansen, el cual está dado por la expresión siguiente:

$$q_c = cN_c \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) + \gamma D_f N_q \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right)$$

Esta expresión se aplica con factores dados por el propio Hansen los cuales se muestran en la tabla siguiente:

TABLA XVII
Factores de capacidad de carga según Brinch Hansen

<i>Factor</i>	<i>Valor del ángulo de fricción, ϕ, (°)</i>										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	134	267
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	135	319
N_γ	.0	0.1	0.5	1.4	3.5	8.1	18.1	40.7	95.4	241	682

El valor del segundo paréntesis del segundo término de la expresión de B. Hansen se considera igual a uno para $\phi = 0^\circ$

Berezantzev ha propuesto bajo el modelo de Terzaghi factores de capacidad de carga que se pueden obtener de la Fig. 68.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

La expresión que se aplica para cimientos profundos ha dado resultados que muestran congruencia entre los resultados teóricos y los de pruebas realizadas en modelos a gran escala así como en casos reales.

Los criterios anteriores de Bell, Hansen y Berezantzev son ejemplos de modelos que tienen la misma estructura de la expresión de Terzaghi, y como se ha visto la variación entre ellos se debe a los valores que cada autor le asigna a los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ .

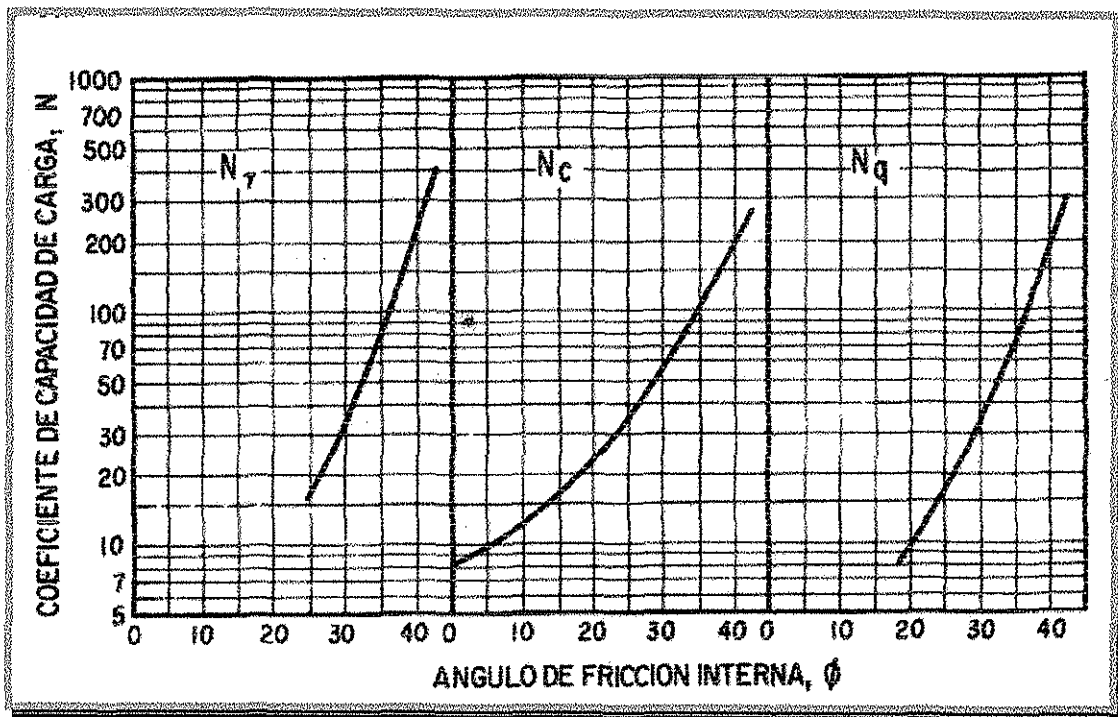


Fig. 68 Factores de capacidad de carga, según Berezantzev

Caso de cargas no repartidas uniformemente.-

Los casos que pueden presentarse cuando las cargas no están repartidas uniformemente son: la carga aplicada a la zapata puede ser excéntrica, puede estar inclinada o ambas cosas.

En el primer caso cuando una carga actúa con una excentricidad e (distancia del eje de aplicación al centro de gravedad de la zapata) ver fig. 69, Meyerhof considera que todo funciona como si la cimentación fuera de ancho reducido igual a:

$$B' = B - 2e$$

De manera tal que pueden emplearse las mismas fórmulas que se aplican en los casos en que la carga actúa en el centro de gravedad de la cimentación. Esto es equivalente a que la carga actúe centrada en un ancho menor que el real

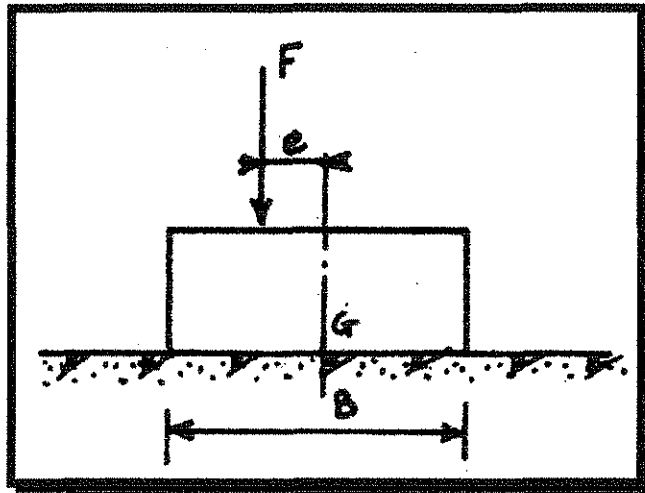


Fig. 69

Tratándose de un cimiento rectangular, si la excentricidad existe respecto a los dos ejes de simetría, se modificarán tanto el ancho \$B\$ como el largo \$L\$ considerando lo siguiente:

$$B' = B - 2 e_x$$

$$L' = L - 2 e_y$$

Las dimensiones \$B'\$ y \$L'\$ definen el área corregida \$A'\$ con la que se determina la carga total que puede recibir el cimiento, ver. Fig. 70.

Si el cimiento fuera circular la expresión para obtener la carga total que soporta el cimiento está dada por:

$$Q_{tot} = \frac{\pi D \cdot D'}{4} \cdot q_c$$

donde:

- $\pi = 3.1416$
- $D =$ Diámetro del cimiento
- $D' = D - 2e$
- $q_c =$ Capacidad de carga del cimiento

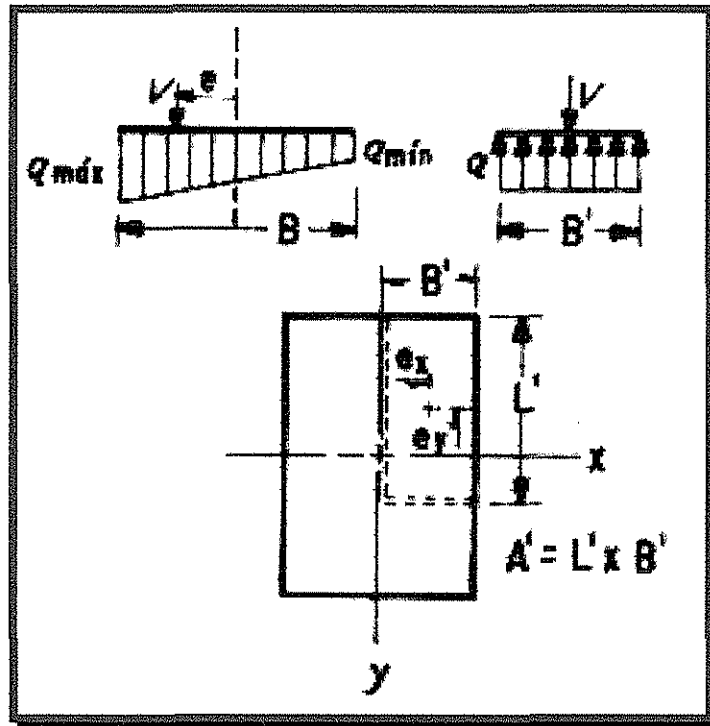


Fig. 70 Clave para considerar la excentricidad

Para el caso de cargas inclinadas cuando la carga forma un ángulo α con la normal al plano de contacto de la cimentación con el terreno, el propio Meyerhof ha propuesto afectar los factores de capacidad de carga por factores de reducción que se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$$

TESINA CON FALLA DE ORIGEN

Este caso se ilustra en la Fig. 71.

Cuando se tiene que la carga es excéntrica y a su vez inclinada se suman los casos anteriores (lo cual es equivalente a superponer los efectos).

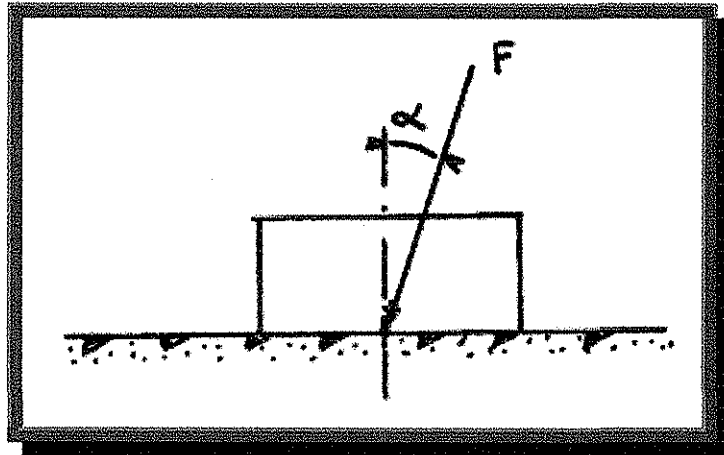


Fig. 71

Criterio de Button para Suelos Cohesivos Estratificados.-

En la naturaleza la presencia de suelos estrictamente homogéneos es relativamente poco probable de encontrar, por el contrario es frecuente que en el subsuelo se tengan diversos estratos que plantean un problema de no homogeneidad.

Al respecto, Button ha realizado el esfuerzo de analizar el caso de dos estratos de arcilla, en el que uno subyace al otro, proporcionando una solución aproximada para el caso. Esta solución, que se muestra en la Fig. 72 considera un sistema de dos estratos puramente cohesivos con cohesiones c_1 (estrato superior) y c_2 (estrato inferior), pudiendo ser que el estrato superior sea el más resistente y el inferior el más débil o también puede tenerse el caso contrario.

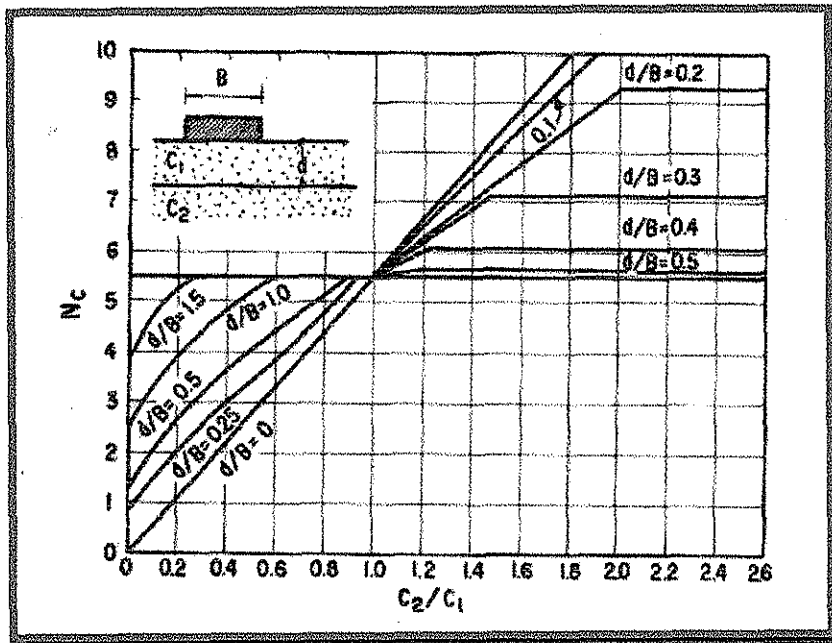


FIG. 72 Solución de Button para un sistema de dos estratos cohesivos.

Button proporciona gráficos derivados de correlacionar la relación de cohesiones c_2/c_1 y la relación d/B donde d es el espesor del estrato superior y B es el ancho del cimiento, en los que se aprecia que cuando un estrato débil subyace a uno más resistente, la capacidad de carga de este último disminuye y de forma inversa cuando al estrato fuerte subyace a uno menos resistente, éste último aumenta su capacidad de carga.

Cuando los estratos no son puramente cohesivos no se tienen soluciones como la anterior y en estos casos se recurre a promediar los parámetros de resistencia de los estratos.

Cimientos superficiales en el derrame de un talud.-

Este caso se ilustra en la Fig. 73, es de aplicación en cimentaciones de puentes y pasos desnivel, fue uno de los casos estudiado por Meyerhof quien luego de investigar la influencia que tiene el ángulo de inclinación del talud β , el número de estabilidad N_e y la relación D/B en la determinación del factor de capacidad de carga N_{cq} para suelos cohesivos y la influencia de β , el ángulo de fricción interna ϕ y la relación D/B en la determinación del factor de capacidad de carga $N_{\gamma q}$ para suelos friccionantes, propuso las siguientes expresiones para determinar la capacidad de carga en cada caso:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$q_c = cN_{cq} \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

Para suelos cohesivos

$$q_c = \frac{1}{2} \gamma BN_{\gamma} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L} \right)$$

Para suelos friccionantes

Donde

B – Ancho del cimiento

L = Longitud del cimiento

En la Fig. 73 se presentan los gráficos que permiten obtener los factores de capacidad de carga respectivos.

El valor del número de estabilidad se determina mediante:

$$N_e = \frac{\gamma h}{c}$$

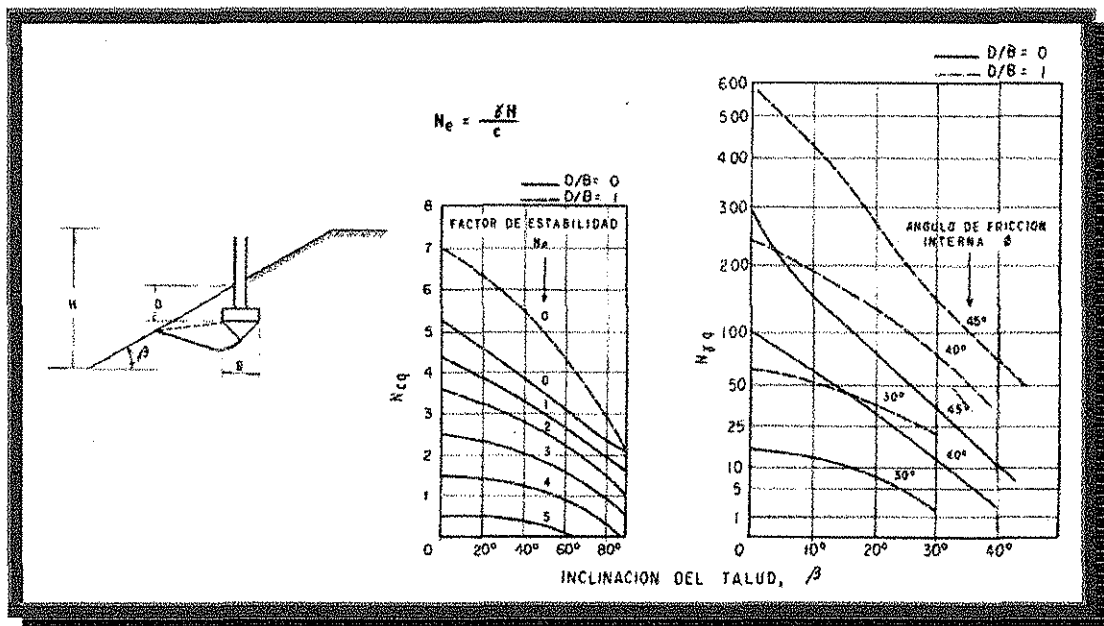


Fig.73 Factores de capacidad de carga para un cimiento en la ladera de un talud.

Cimientos Superficiales en la Corona de un Talud.-

Para cimientos en la corona del talud, caso que se ilustra en la Fig. 74 Meyerhof presenta las gráficas para obtener los factores de capacidad de carga N_{cq} para suelos cohesivos y $N_{\gamma q}$ para suelos friccionantes, ver. Fig. 74.

Como se observa en la gráfica respectiva N_{cq} depende del número de estabilidad N_e , de la inclinación del talud β , de la relación D/B y de la distancia al borde del talud b, la cual se expresa ya sea por la relación b/B ó por la relación b/H.

En la gráfica para suelos friccionantes se observa que el factor $N_{\gamma q}$ depende de la relación b/B, del ángulo de fricción interna ϕ , de la inclinación del talud β y de la relación D/B.

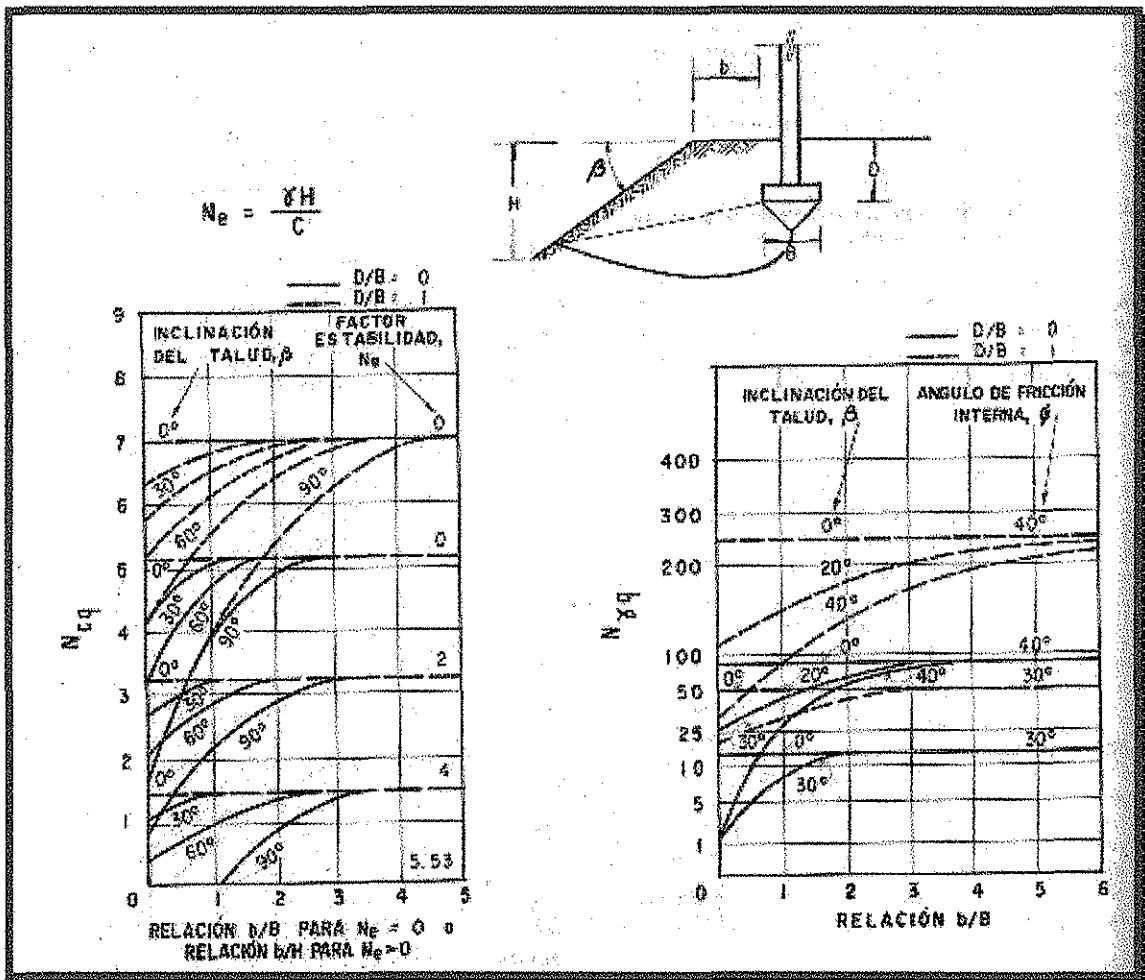


Fig. 74 Factores de capacidad de carga para un cimiento en la corona de un talud

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Existe un rango de valores para la distancia b , para los cuales la capacidad de carga ya no se ve afectada por el ángulo de inclinación del talud, de tal forma que la capacidad de carga que se obtiene en estos casos, corresponde a la de un cimiento sobre un terreno horizontal. Esto ocurre cuando la distancia b es de 2 a 6 veces el ancho del cimiento tal como lo sugiere la gráfica para obtener $N_{\gamma q}$.

Influencia del Nivel Freático en el Valor de la Capacidad de Carga.-

En la aplicación de las expresiones para determinar la capacidad de carga se debe tomar en cuenta el peso volumétrico del suelo que proporcione la presión efectiva al nivel que se requiera, de esta forma cuando la masa de suelo se encuentra bajo el nivel freático, el peso volumétrico que se hace intervenir en las expresiones antes referidas es el peso volumétrico sumergido γ'_m , por el contrario si la masa de suelo se encuentra por arriba del nivel freático, el peso volumétrico que interviene es el de la masa del suelo γ_m .

Cuando el nivel freático está por arriba del nivel de desplante se aplica el criterio anterior para determinar la sobrecarga γD_f , pero si dicho nivel coincide o se encuentra por abajo del desplante Terzaghi y Peck recomiendan lo siguiente: que el término donde interviene N_γ se afecte del factor 0.5 si el nivel freático se encuentre al nivel de desplante del cimiento, pero si se encuentra a una profundidad mayor o igual que el ancho del cimiento, B, entonces aplicar las expresiones para determinar la capacidad de carga sin afectación por este concepto. En el caso que el nivel freático se presente a profundidades intermedias entre 0 y B por abajo del nivel de desplante, se puede interpolar linealmente entre 0.5 y 1 para obtener el factor correctivo del término en el que N_γ es factor.

Campo de Aplicación de las Teorías de Capacidad de Carga.-

Las teorías antes mencionadas han sido desarrolladas en varios casos para cualquier tipo de cimentación ya sean superficiales o profundas, sin embargo el criterio para utilizar una u otra de las expresiones que cada autor propone para determinar la capacidad de carga de un cimiento, es la confiabilidad de la teoría en sí, en concordancia con los resultados de sus aplicaciones prácticas, también se toma en cuenta la sencillez de su aplicación.

Bajo este enfoque el cálculo de la capacidad de carga en cimientos relacionados con obras en vías terrestres, en general se siguen las siguientes recomendaciones:

- Para cimentaciones superficiales en cualquier tipo de suelo se aplica la teoría de Terzaghi, la cual se considera muy confiable hasta una profundidad $D_f \leq 2B$.
- Para cimentaciones superficiales o profundas (pilotes y cilindros) desplantadas en arcilla ($\phi = 0$), se aplica la teoría de Skempton.
- Para cimentaciones profundas (pilotes y cilindros) desplantadas en arenas y gravas, se aplica la teoría de Meyerhof.

Desde luego la aplicación de estos criterios debe estar sujeta a la experiencia del proyectista, quien no solo se dedicará a aplicar una fórmula sino tendrá que analizar cada caso en particular y aplicar su intuición e ingenio para lograr un buen proyecto de cimentación.

Capacidad de carga admisible y factor de seguridad.-

En el diseño de cimentaciones se trabaja con la capacidad de carga admisible, concepto con el que se diseñan los cimientos, y no es otra cosa que una fracción de la capacidad de carga que nos proporcionan las teorías antes bosquejadas, como se recordará estas teorías proporcionan valores en la falla, de tal manera que si esos esfuerzos fueran comunicados por el cimiento al suelo, este quedaría en estado de falla incipiente.

FACTOR DE SEGURIDAD

En la práctica, la capacidad de carga admisible representada por q_a , se obtiene dividiendo la capacidad de carga q_c entre un número mayor que uno, este valor representado por FS, se le conoce como el factor de seguridad.

Los valores que se asignan en la práctica al factor de seguridad dependen fundamentalmente de la importancia de la obra, en general se tienen los siguiente criterios:

Tipo de cimentación	Análisis de las cargas actuantes	Factor de Seguridad
Superficiales	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Toma en cuenta sólo las cargas permanentes. ▪ Toma en cuenta cargas permanentes y cargas vivas eventuales. ▪ Análisis de carga detallado, incluye efectos de sismo. 	<p>3 como mínimo</p> <p>2 ó 2.5</p> <p>1.5</p>
Profundas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Análisis de carga muerta y carga viva permanente 	<p>3</p> <p>común en las estructuras de las vías terrestres.</p>

Desde luego, los criterios antes expuestos no exenta el hecho de que en cada caso particular se tenga que hacer un estudio minucioso para asignar el factor de seguridad adecuado.

Cimentaciones en Rocas.-

En las estructuras viales las cimentaciones en roca son frecuentes, y en diversos casos las rocas suelen presentar problemas dignos de consideración, sin embargo en este trabajo solo se hará mención a la forma más común para determinar la capacidad de carga cuando se requiere cimentar una obra sobre este tipo de material.

La resistencia de una roca suele determinarse para proyectos de vías terrestres mediante una prueba de compresión simple, de la que se obtiene el parámetro de resistencia *c*, bajo el supuesto de que la roca es un material puramente cohesivo. La expresión que permite obtener dicho parámetro es:

$$c = \frac{q_u}{2}$$

donde:

c = cohesión en ton/m²

q_u = resistencia a la compresión simple de la roca en ton/m²

Con este valor, la capacidad de carga de una roca homogénea puede calcularse mediante alguna de las teorías aplicables a suelos cohesivos.

La capacidad de carga a la falla que se obtenga, se afecta de un factor de seguridad igual a 3 para obtener la capacidad de carga admisible.

En el caso de rocas muy agrietadas, las zonas débiles son las que determinan la carga de diseño y el factor de seguridad que se emplea en estos casos es de 5.

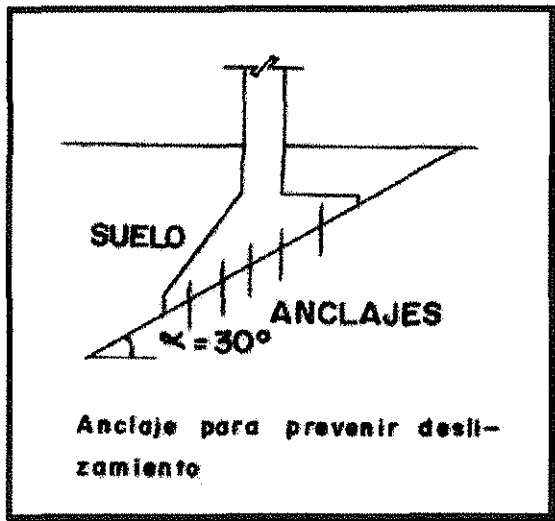


Fig. 75

En la naturaleza se llegan a encontrar mantos de roca inclinada, si la cimentación llega a darse en una situación de este tipo se corre el riesgo de deslizamiento, sobre todo cuando los estratos rocosos tienen un echado superior a 30° . En la práctica se recurre al escalonamiento del manto o también al anclaje; una situación tal se muestra en la Fig. 75.

Por otra parte se pueden presentar cimentaciones en taludes en roca, presentándose situaciones de alto riesgo cuando los estratos rocosos tienen un echado hacia el corte o el talud y más aún cuando el relleno interestratos son materiales plásticos, lo cual hace que se tenga un caso de deslizamiento potencial. En estos casos también el anclaje ha demostrado ser de utilidad. La Fig. 76 muestra un caso de este tipo.

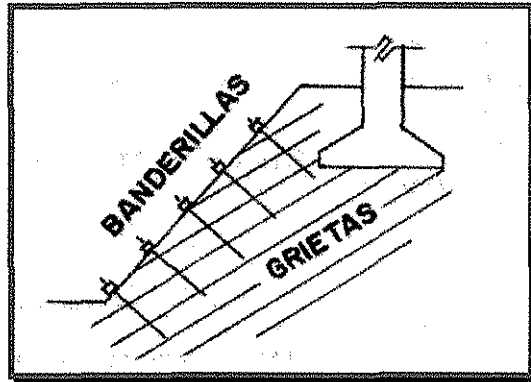


Fig. 76.- Cimentación en talud, con echado desfavorable, ilustrando el uso de banderillas de anclaje

Asentamientos en cimentaciones.-

Todo proyecto de cimentación debe acompañarse además de la capacidad de carga del suelo de las deformaciones que se estima puedan ocurrir bajo la acción de las cargas que recibe, como se sabe en no pocos casos la cimentación puede fallar por la deformación lenta y sostenida del suelo o por una deformación rápida de pequeña magnitud antes que por un problema de capacidad de carga.

Cimentaciones Superficiales.-

Asentamientos en suelos cohesivos.

Los mecanismos de deformación que gobiernan, el asentamiento total de un suelo son: el asentamiento por consolidación primaria, el que ocurre por consolidación secundaria y el que se produce en forma inmediata a volumen constante cuando no existe restricción a la deformación lateral.

El cálculo del asentamiento por consolidación primaria, se base en la teoría de Terzaghi, para lo cual se requiere efectuar pruebas de consolidación unidimensional con flujo vertical.

Para determinar el asentamiento por consolidación secundaria se considera que existe una relación lineal entre la deformación y el tiempo, expresado éste en escala logarítmica, tomando en cuenta lo anterior se define un grado de consolidación secundaria como el incremento de deformación vertical

correspondiente a un ciclo en la escala logarítmica de tiempos. Con este módulo se está ya en posibilidad de determinar el asentamiento total secundario correspondiente a cualquier tiempo.

En vías terrestres no es común realizar pruebas de consolidación con el objeto de investigar la consolidación secundaria, al igual que en cimentaciones de estructuras para obras viales se desprecian los asentamientos instantáneos a volumen constante.

De esta forma, para el cálculo del asentamiento total primario se considera que la teoría de Terzaghi permite una estimación muy cercana a la realidad, con un error del 10 al 15% en arcillas normalmente consolidadas, según observaciones hechas por A.W. Skempton y L.Bjerrum. Estos mismos investigadores indican que la precisión se pierde y se pueden tener errores hasta del 60% (asentamientos observados menores a los esperados) si se trabaja con arcillas sobreconsolidadas.

Asentamientos en suelos friccionantes.-

En el campo de los suelos friccionantes como se sabe no existe una teoría de aceptación universal para determinar los asentamientos, la mayoría de los métodos que intentan teorizar al respecto se basan en la teoría de la elasticidad, sin embargo en las vías terrestres estos métodos no se consideran prácticos en virtud de la dificultad que se tiene para valuar las características esfuerzo-deformación de los suelos granulares ya sea en laboratorio o in-situ.

De lo anterior deriva que valuar el asentamiento de una cimentación poco profunda construida sobre suelos friccionantes es en sí un proceso complicado, sin embargo se puede determinar la presión de contacto de una zapata que produce un asentamiento máximo de 2.5 cm, en función del ancho B de la zapata y de N, el número de golpes en la prueba de penetración estándar, para tal efecto se tiene la gráfica que se presenta en la Fig.77.

Esta gráfica se aplica cuando se está en el caso de zapatas sobre arenas no sumergidas o cuando el nivel freático se encuentra a una profundidad igual o mayor al ancho del cimiento, en este caso B, respecto del nivel de desplante.

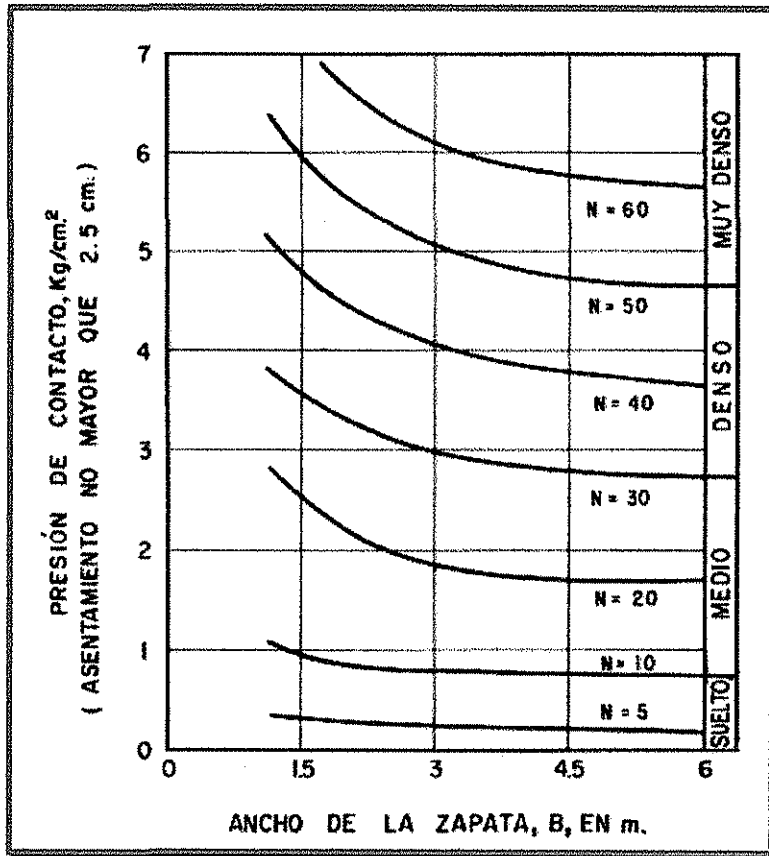


Fig. 77.- Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5 cm (1") para zapatas en arena.

Al respecto debe considerarse que el asentamiento bajo zapatas en arena dependerá en especial de la rigidez que presenta el material a los esfuerzos cortantes, la cual a su vez tiene que ver con el confinamiento del material y de su compacidad.

Como el confinamiento aumenta con la profundidad se sigue que la rigidez tendrá un comportamiento análogo, pero el peso específico sumergido de la arena es aproximadamente la mitad del de la arena no sumergida lo cual conlleva que el asentamiento de una zapata en arena sumergida será del doble respecto a si la zapata se desplantará sobre una arena no sumergida ya que, la presión de confinamiento en el caso de la arena sumergida está en función de γ'_m lo cual deriva en que la rigidez se reduce para efectos prácticos a la mitad.

Cimentaciones Profundas.-

Asentamientos en suelos cohesivos.

En lo que se refiere a los pilotes de punta, se considera que el asentamiento es despreciable si se tiene en cuenta que el estrato de apoyo debe ser lo suficientemente rígido y resistente como para que no se produzcan problemas de asentamientos, sin embargo, no es remoto el caso en el que subyaciendo al estrato resistente de apoyo, se encuentre un estrato blando susceptible de generar asentamientos debido a los esfuerzos transmitidos desde el nivel de la punta de los pilotes. Al respecto, para valuar los asentamientos en esta nueva circunstancia se considera toda la carga de la estructura actuando al nivel de la punta de los pilotes como carga uniformemente repartida en toda el área cargada y suponer una distribución de esfuerzo con la teoría de Boussinesq, ver Fig.78. Este criterio es conservador y no toma en cuenta el efecto de losa que produce el estrato resistente.

Cuando se tienen pilotes de fricción o de trabajo mixto la práctica generalizada se basa en la suposición de que toda la carga que transmite la cimentación se apoya en una losa imaginaria flexible situada a cierto nivel dentro de la altura de los pilotes y luego con la teoría de Boussinesq calcular la distribución de esfuerzos que la losa genera desde el nivel seleccionado hacia abajo.

Al respecto, Terzaghi y Peck han propuesto que para calcular la distribución de esfuerzos, la losa imaginaria se supone a una profundidad igual a $\frac{2}{3}D$, donde D es la longitud total de los pilotes.

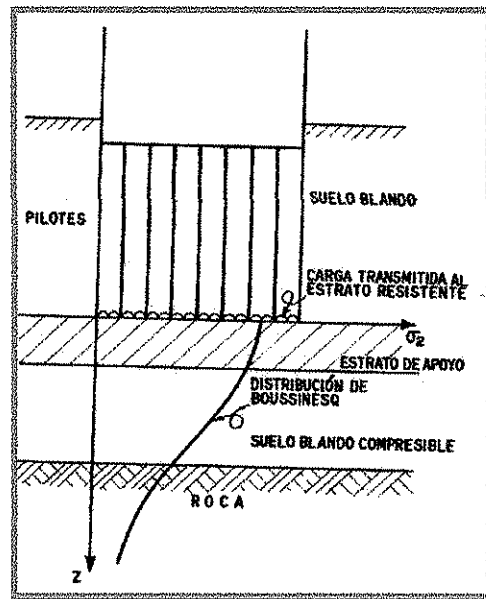


Fig. 78.- Método para calcular asentamientos bajo pilotes de punta

Otras suposiciones para ubicar a la losa imaginaria se refieren a casos en la que los pilotes se hincan en arcilla suave y se apoyan en un estrato de arcilla mas firme, en tal caso la losa se localiza al nivel de la punta de los pilotes. Cuando los pilotes se hincan en un manto de arena, el cual está subyacido por un estrato de arcilla suave la losa imaginaria se ubicará al nivel del terreno natural. Ver Fig. 79.

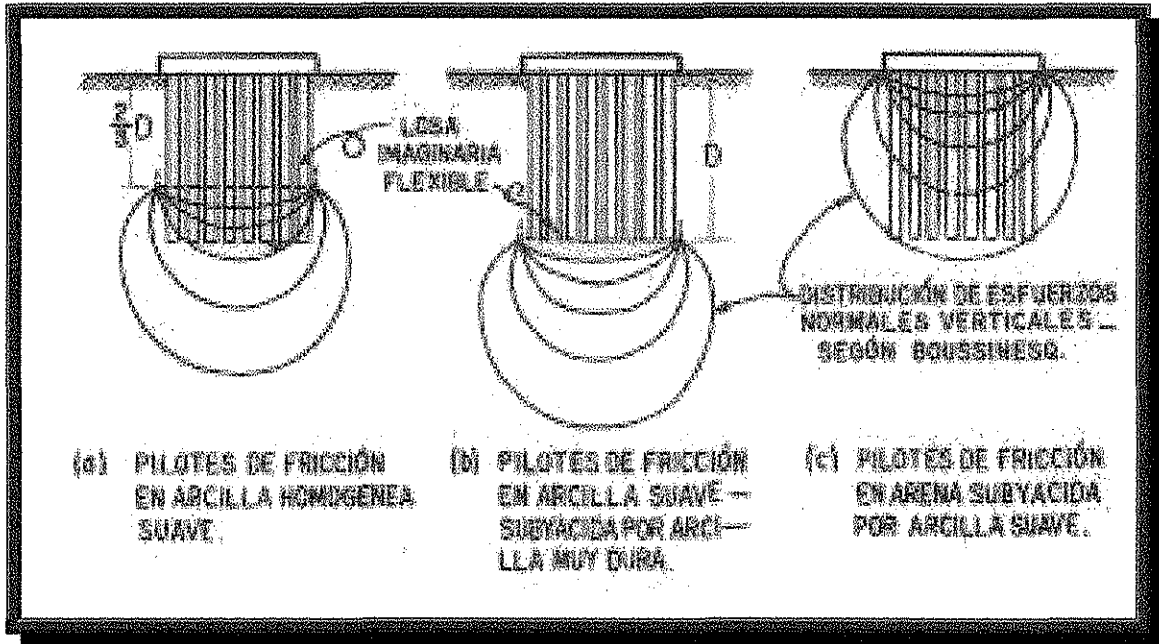


Fig. 79.- Hipótesis para calcular la distribución de esfuerzos bajo grupos de pilotes de fricción

Asentamientos en suelos friccionantes.-

En el caso de los pilotes de punta que se apoyan en un estrato de arena lo suficientemente rígido difícilmente podrán generarse asentamientos.

Por otra parte no existe algún método teórico satisfactorio para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arena, la mayoría se basan en la extrapolación de los resultados de pruebas de carga de pilotes individuales, como ejemplo se tiene la relación empírica propuesta por Skempton la cual hace intervenir la relación de asentamiento y el ancho de la cimentación, donde el primer concepto se refiere al cociente que resulta de dividir el asentamiento esperado para el grupo de pilotes entre el asentamiento determinado para un pilote individual mediante una prueba de carga in situ o con una prueba de placa, ver Fig. 80.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

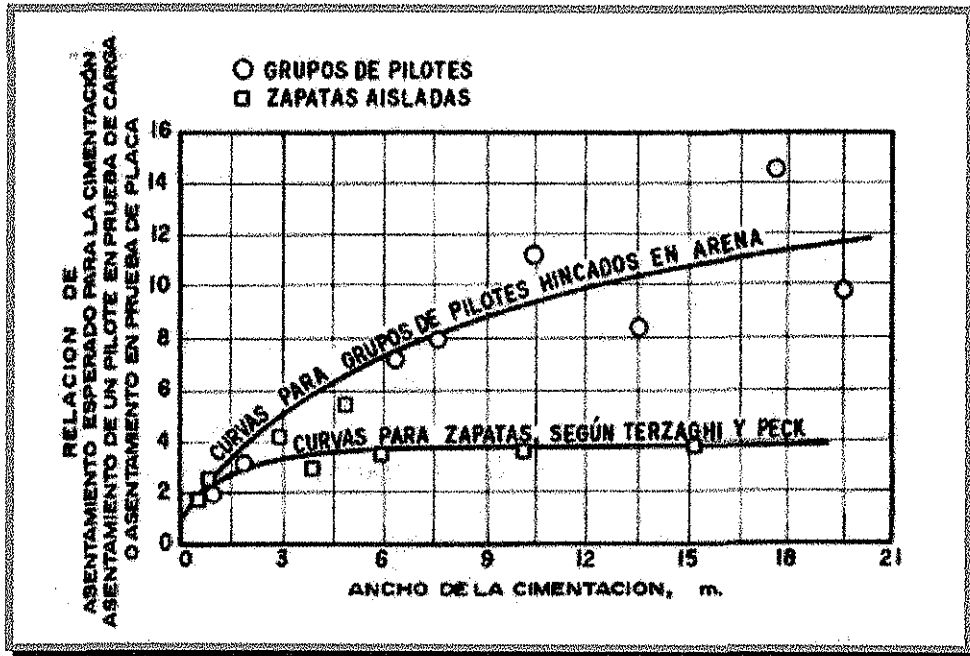


Fig. 80.- Curva empírica para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arenas

En el caso de vías terrestres no suele ser muy necesario evaluar el asentamiento de un grupo de pilotes en arena en virtud de que en caso de que este se presente, su valor es muy pequeño y ocurre en forma instantánea durante la construcción.

Ejemplo del diseño de la cimentación de un puente carretero.-

Los elementos hasta ahora expuestos, tales como elección del sitio, exploración y muestreo, pruebas de laboratorio, teorías de capacidad de carga, así como un estudio tophidráulico (que no es tema de este trabajo) el cual nos permite estimar la socavación total que producirá el flujo de agua en el cauce del río, en función del gasto y la velocidad del mismo, integran el estudio de la cimentación del puente que permite salvar un accidente natural y dar continuidad a la vía terrestre que pasa por ese sitio.

La información que cada uno de estos aspectos proporciona, permite al ingeniero geotecnista seleccionar el tipo de cimentación, dar la profundidad de desplante de la cimentación, la capacidad de carga, las recomendaciones de construcción pertinentes y las conclusiones y recomendaciones que cada caso requiera. En general todo estudio de cimentación deberá proporcionar al constructor la siguiente información:

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

- Tipo de cimentación
- Profundidad a la que deberá desplantarse la cimentación.
- Capacidad de carga admisible
- Estimación de los asentamientos
- Procesos constructivos

Para ejemplificar lo anterior a continuación se presenta el diseño de la cimentación del puente “Río Presidio Auxiliar” localizado en el Km 23+735 de la Autopista Tepic-Mazatlán, tramo Entronque San Blas-Villa Unión-Entronque Aeropuerto Mazatlán, con origen en Mazatlán, Sin.

En esta obra la exploración y muestreo consistió en cuatro sondeos continuos de penetración estándar e hincado de tubos shelby, los cuales se efectuaron hasta una profundidad máxima de 21.15m obteniéndose muestras alteradas representativas e inalteradas. El nivel de aguas freáticas se localizó en cada sondeo, variando las profundidades de los 3.30 m hasta los 7.61 m.

Las muestras fueron enviadas al laboratorio donde se les efectuaron las pruebas de clasificación manual, contenido de agua, límites de plasticidad, granulometría, compresión triaxial rápida y consolidación unidimensional. Con los resultados obtenidos se determinó el perfil estratigráfico del cruce, (ver Fig. 81), a partir del cual se pueden identificar los niveles en los que puede desplantarse la cimentación y en consecuencia obtener la capacidad de carga respectiva. Al respecto es importante considerar la socavación total que puede ocurrir en cualquier cruce que se esté estudiando, pues muy frecuentemente es la condición que fija la profundidad de desplante mínima, en consecuencia la socavación deberá investigarse rutinariamente con el objeto de prever una falla de la cimentación, debido a la presencia de este fenómeno.

El estudio de la cimentación del puente presenta dos alternativas y de acuerdo a las características estratigráficas que se tienen en la zona donde se proyecta la construcción del puente y tomando en cuenta que la socavación total se prevé de 0.60 m para un gasto hidráulico $Q=1000\text{m}^3/\text{seg}$ y una velocidad de la corriente de $v=1.5\text{ m}/\text{seg.}$, para la alternativa I, en la que se recomienda una cimentación superficial se determinó que la profundidad a la que deben desplantarse los cimientos es variable según lo siguiente:

<i>Km</i>	<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Tipo de material</i>
23+650 al 23+680	+ 8.00	Arcilla de alta plasticidad con gravillas aisladas y raicillas, café a café claro, de muy firme a dura.
23+680 al 23+750	+ 6.00	
23+750 al 23+820	+ 7.00	

En este rango de profundidades de +6.00m a +8.00m el número de golpes obtenidos en la prueba de penetración estándar varía de 16 a 40 golpes lo cual le da a la arcilla (CH) una consistencia de muy firme a dura según la tabla V, lo cual da a dicho estrato competencia para desplantar la cimentación propuesta.

Una vez determinada la profundidad de desplante y conocido el tipo de suelo donde se desplantará la obra, recurrimos a las pruebas de laboratorio para que nos proporcionen los parámetros que nos permitirán determinar la capacidad de carga respectiva.

En este caso se obtuvo para el suelo de desplante de la prueba de compresión triaxial rápida :

$$c=10 \text{ ton/m}^2, \gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3, \gamma_m' = 0.5 \text{ ton/m}^3$$

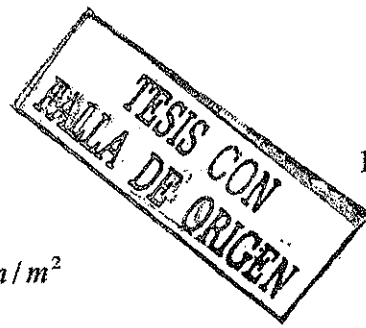
aplicando la expresión de Skempton:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

para determinar N_c se obtiene la relación $\frac{D}{B}$ con cuyo valor se entra a la gráfica de la fig. 66 y se obtiene:

$$\begin{matrix} D = 6.0 \\ B = 3.0 \end{matrix} \qquad \frac{D}{B} = \frac{6}{3} = 2.00 \qquad \text{Por lo tanto } N_c = 7.0$$

Considerando un factor de seguridad igual a tres se tiene:



$$q_c = \frac{10 \times 7.0}{3} + 0.5 \times 3.0 = 24.8 \text{ ton/m}^2$$

$$q_c \approx 25 \text{ ton/m}^2$$

En la alternativa II se propone una cimentación profunda, mediante pilotes de concreto reforzado colados en el lugar de 1.20m de diámetro, los cuales se propone desplantarlos a profundidad variable según lo siguiente:

<i>Km</i>	<i>Profundidad de Desplante</i>	<i>Tipo de Material</i>
23+650 al 23+750	-3.00	Arena con gravas y gravillas, café claro a café amarillento, compacta a muy compacta (SC)
23+750 al 23+820	-1.00	Arena arcillosa con gravillas aisladas, café claros, muy compacta. (SC)

En este rango de profundidades de -3.00 a -1.00 el número de golpes obtenidos en la prueba de penetración estándar fue mayor o igual a 50 golpes, lo cual le da a la arena una compactación relativa de compacta a muy compacta, según la Tabla IV. Lo anterior permite considerar a estos estratos como competentes para desplantar la cimentación propuesta.

Una vez determinado el estrato resistente para apoyar los pilotes propuestos obtenemos la capacidad de carga respectiva.

Aplicando la expresión de Meyerhof, para cimientos profundos

$$q_c = cN_c' + \gamma D_f N_q'$$

considerando $c=0$, la capacidad de carga de los pilotes de punta se determina mediante la expresión:

$$q_c = \gamma D_f N_q'$$

Las características de la arena donde se desplantarán los pilotes son las siguientes:

$$\phi = 36^\circ \quad \gamma = 1.8 \text{ ton} / \text{m}^3$$

Los pilotes tienen un diámetro representado por B de 1.20 m y la profundidad que penetran dentro del estrato resistente simbolizada por $D_B=2.50$ m.

La relación $\frac{D_B}{B}$ y el ángulo ϕ permiten entrar a la gráfica mostrada en la Fig. 64 y obtener el valor de N'_q , de esta forma:

$$\frac{D_B}{B} = \frac{2.50}{1.20} = 2.1 \quad \text{y} \quad \phi = 36^\circ$$

por lo tanto:

$$N'_q = 80$$

Considerando el N.A.F. = 3.30 m y las propiedades de la arcilla de alta plasticidad que sobreyace al estrato resistente se tiene:

$$\gamma_m = 1.5 \text{ ton} / \text{m}^3 = 0.5 \text{ ton} / \text{m}^3$$

$$q_c = (1.5 \times 3.3 + 0.5 \times 3.6 + 0.5 \times 5.6 + 0.8 \times 0.70 + 0.8 \times 1.8) 80 = 924 \text{ ton} / \text{m}^2$$

por lo tanto la capacidad de carga en ton/pilote se obtiene considerando el área de la base del pilote:

$$A_b = \text{área de la base del pilote} = \pi r^2 = 3.1 \times (0.6)^2 = 1.13 \text{ m}^2$$

$$q_c = 924 \times 1.13 = 1044.12 \text{ ton} / \text{pilote}$$

En un caso como el que se analiza en el que se tiene una cimentación profunda con pilotes de punta, alojada dentro de una estratigrafía en la que por arriba del estrato resistente se tiene un manto compresible, debe preverse el fenómeno de fricción negativa que puede presentarse por algún

proceso de consolidación inducido, que en el caso de vías terrestres puede darse por el efecto del peso de los terraplenes de acceso.

En cimentaciones con pilotes de punta cuando el suelo baja, parte del peso de ese suelo que actúa sobre el estrato resistente se alivia, ésta reducción de la presión efectiva disminuye la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga de dicho estrato resistente.

Tomando en cuenta lo anterior determinamos el valor de la fricción negativa con la siguiente expresión:

$$F_n = nc_u L \cdot p$$

$$n = 1$$

$$c_u = 10 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$L_p = 12.50 \text{ m} = \text{longitud del pilote}$$

$$p = \pi \times D = 3.1416 \times 1.20 = 3.77 \text{ m}$$

$$F_n = 10 \times 12.50 \times 3.77 = 471.24 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$q_{tot} = 1044.1 - 471.24 = 572.86 \text{ ton}$$


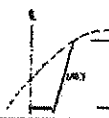



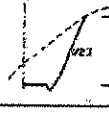
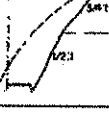


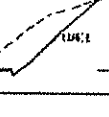
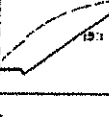

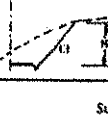
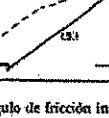
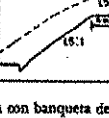

considerando un $F_s = 2.5$

$$q_{ad} = \frac{572.86}{2.5} = 229.1 \text{ ton} / \text{pilote}$$

$$q_{ad} \approx 230 \text{ ton} / \text{pilote}$$

Para las excavaciones en la Alternativa I, se recomiendan los taludes con los que se podrán trabajar, que para este caso serán de $\frac{1}{2} : 1$ cuando se trabaje por arriba del NAF y de $1 : 1$ cuando se trabaje bajo este nivel. Esta recomendación se deriva de la experiencia que al respecto se ha acumulado durante muchos años en el Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas, la cual se ha ido transformado conforme han ido pasando distintos sexenios hasta llegar a lo que hoy es la Subdirección de Geotecnia de la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT de nuestro país. Ver Tabla XVI.

TABLA XVI

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenas limosas y limos muy compactos (tepetate).					Descompactar la parte superior suelta.
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas).					Descompactar 1:1 la parte in-temperizada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arcillas muy suaves expansivas y compresibles.					*Para cortes mayores de 15 m proyectar bermas a la mitad de la altura bien drenada.
Caolín producto de la intemperización de granitos o dioritas.					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 8 m proyectar bermas de 6 m bien drenada. (altura máxima 16 m)
Arenas limpias poco o nada compactas.	Su ángulo de fricción interna con banqueta de 1.00 m en la base.				Cubrir los taludes con pasto.

*La construcción de la bermas requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables, pues si no lo son se podría tener una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.

En el caso de la Alternativa II se recomiendan excavaciones estabilizadas con lodo bentonítico cuyas características se describen en la parte correspondiente a conclusiones y recomendaciones del estudio respectivo. Regresando a la alternativa I, se determina el asentamiento de la estructura para lo cual se aplica la fórmula general de asentamiento:

$$S = m_v \cdot \Delta p \cdot H$$

Donde el coeficiente de variación volumétrica $m_v = 0.0185 \text{ cm}^2/\text{seg}$, valor obtenido de las curvas de compresibilidad de la prueba de consolidación unidimensional $\Delta p = 0.27 \text{ Kg/cm}^2$ y $H = 4.00 \text{ m}$, por lo tanto:

$$S = 0.0185 \times 0.27 \times 400 = 2.00 \text{ cm}$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

En cuanto a los terraplenes de acceso se anticipa que tendrán una altura máxima de 7.5 m y se prevén asentamientos del orden de 5 cm.

Todos los aspectos antes señalados se resumen en el apartado de conclusiones y recomendaciones del estudio de cimentaciones de un puente carretero al cual se adjunta el perfil de suelos respectivo, y a partir de esta etapa la parte teórica del ingeniero geotecnista se da por concluida.

En el anexo I se presenta un ejemplo de informe del estudio de cimentaciones de un puente carretero, basado en el caso que se analiza en este trabajo.

Debo expresar que el trabajo desarrollado no es ningún tratado de cimentación de puentes carreteros, simplemente expone los pasos que se siguen en el diseño de las cimentaciones de una estructura primordial en las vías terrestres.

Los muchos años de experiencia de la ingeniería mexicana en este campo ha hecho que la infraestructura que requiere el desarrollo de México sea realizada en forma autosuficiente por ingenieros civiles mexicanos quienes con su capacidad han desarrollado la metodología aquí expuesta.

ANEXO I**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES*****Alternativa I***

De acuerdo a las características estratigráficas y topohidráulicas del sitio en estudio, para la cimentación de la estructura en proyecto se recomienda:

1. Cimentación de tipo superficial mediante zapatas corridas.
2. Desplantar a profundidades variables, en las elevaciones siguientes: +8.00m del Km 23+650 al Km 23+680, + 6.00m del Km 23+680 al Km 23+750, + 7.00m del Km 23+750 al 23+820.
3. Capacidad de carga admisible para fines de diseño de 25 ton/m².
4. Las excavaciones podrán efectuarse con taludes ½: 1, cuando se trabaje sobre el nivel de aguas freáticas y con taludes 1:1 cuando se trabaje bajo dicho nivel, previo abatimiento de éste mediante un sistema de bombeo convencional.

Los asentamientos calculados de la estructura, serán del orden de 2 cm inmediatos en su mayor parte.

No se tendrán problemas de estabilidad en los terraplenes de acceso, los cuales se anticipa tendrán una altura máxima de 7.5m en ambas márgenes. Se prevén asentamientos totales de esos terraplenes del orden de 5 cm.

Alternativa II

1. Cimentación profunda, mediante pilotes de concreto reforzado colados en el lugar, de 1.20m de diámetro.
2. Desplantar a profundidades variables, en las elevaciones siguientes: -3.00m del Km 23+650 al Km 23+750, -1.00 m del Km 23+750 al Km 23+820.
3. Capacidad de carga admisible para fines de diseño, de 230 ton/pilote.

4. La separación entre pilotes deberá ser de 2.5 veces su diámetro medida de centro a centro de los mismos.
5. Excavaciones estabilizadas con lodo bentonítico de las siguientes características:

Densidad : 1.1 ton/m³

Viscosidad Marsh : 30 a 60seg.

Viscosidad Plástica : 10 a 25 centipoises

Filtración : menor de 20 cm³ de agua

Contenido de Arena : menor a 3%

Los asentamientos de la estructura, serán del orden de 3 cm, inmediatos en su mayor parte.

No se tendrán problemas de estabilidad en los terraplenes de acceso, los cuales se anticipa tendrán una altura máxima de 7.5 m en ambas márgenes. Se prevén asentamientos totales de estos terraplenes del orden de 5 cm.

REFLEXION FINAL

Se ha expuesto la metodología que nuestro país ha seguido para el diseño de la cimentación de puentes carreteros durante muchos años, sin duda la acumulación de experiencias a través de las múltiples obras que día con día van forjando la infraestructura carretera nacional, la cual enlaza y vincula en este proceso a un mayor número de mexicanos, seguirán fortaleciendo la reconocida capacidad de la Ingeniería Mexicana.

La generación de jóvenes ingenieros mexicanos egresados de las universidades públicas al igual que el creciente número de egresados de las universidades privadas deberán de tomar el ejemplo y la herencia tecnológica de quienes han entregado toda una vida, al noble quehacer de construir obras de beneficio social, pero también toca a ellos investigar, crear, adaptar los avances tecnológicos que requiere un país como el nuestro que cada vez con recursos más limitados requiere hacer un mayor y mejor número de obras.

El panorama es muy amplio y a que un país tan extenso como el nuestro siempre tendrá la necesidad de construir puentes ya sean simples estructuras para cruzar un arroyo o una gran estructura como el Puente Tampico o el Coatzacoalcos. Hoy en día la necesidad de comunicarse va desde conectar las riveras opuestas de un río, hasta conectar continentes, como el proyecto que hay de unir a Europa y Africa con un puente que cruce los cinco kilómetros que tiene el Estrecho de Gibraltar.

En cualquier caso existe un concepto en el que no debe caber el falso criterio de una economía mal entendida, este concepto es el de la cimentación de los puentes, ya que desde la mas modesta estructura hasta la mas sofisticada que se requiera para cruzar un accidente geológico, un arroyo, un río caudaloso o un manto marino, deberá contar con una cimentación que garantice el nivel de servicio para la cual fue diseñada. La interrupción de una vía de comunicación por el colapso de una estructura de esta naturaleza debido a una cimentación mal concebida deviene en graves pérdidas económicas y en no pocas ocasiones en las invaluables pérdidas humanas, de ahí que siempre que se tenga que diseñar la cimentación de un puente, el criterio que debe prevalecer es el de anteponer a los aspectos económicos el diseño geotécnico que garantice la estabilidad y el buen funcionamiento de la estructura, no importa que esta sea para una vía terrestre modesta o para una autopista de altas especificaciones.

Los costos económicos pueden atenuarse con tecnologías innovadoras, que ya han aparecido y puestas en práctica en diversas partes del mundo. Es de todos conocido que en materia de puentes existe un interés en comunicar mayores distancias con este tipo de estructuras, sin embargo debe de tenerse en cuenta que los materiales como el concreto y el acero tienen sus límites, de tal forma que salvar grandes distancias con estos materiales presenta cada vez mas problemas como son el peso del material, el proceso de construcción o la carga del viento, por tanto, la respuesta para los puentes del futuro está en el uso de materiales mas ligeros y económicos.

Actualmente los compuestos de fibra están resultando una alternativa, ejemplo de ésta tecnología es el Sistema de Construcción Avanzado del Compuesto de Maunsell utilizado en Escocia para construir un puente de 63 m. El sistema permite un considerable ahorro en mano de obra ya que es un sistema modular. Los elementos de la torre y de los cables fueron prefabricados y entregados en la obra sin necesidad de usar grúas, lo cual da idea de la ligereza del material. Durante el proceso de construcción todos los componentes se izaron y colocaron en posición con relativa facilidad y luego se unieron cada dos piezas aplicando a una de las caras un adhesivo epóxico. Utilizando este compuesto de fibra, la construcción resultó más económica por los ahorros obtenidos en mano de obra y facilidad de ejecución que si el puente se hubiera construido de acero y concreto.

En Dinamarca se están utilizando compuestos de fibra de carbono en un puente de 80 m de longitud que será el puente más largo construido con este material. Las fibras de carbono están hechas de fibras de cristal, protegidas por una capa exterior de material epóxico. El puente ha sido diseñado con dieciséis elementos colgantes de fibra de carbono fijos a una pila de acero en el centro. Esta tecnología fue desarrollada para la industria aeroespacial y como mucha de las nuevas tecnologías surgidas de la conquista del espacio, las cuales se han venido aplicando a diversas áreas del conocimiento, en este caso, la aplicación a la ingeniería civil ha dado como resultado que algunos constructores lleguen a afirmar que una barra de fibra de carbono puede ser mas fuerte que el acero, además de tener menor peso y ser resistente a la corrosión.

El presupuesto anual que el Gobierno Federal anuncia para el gasto público frecuentemente sufre recortes de ahí que la tendencia y los esfuerzos se deben dirigir, como ya ocurre en otras zonas geográficas del orbe, a que la construcción de proyectos de grandes puentes se terminen en el menor tiempo posible.

En Portugal recientemente fue construido el puente Vasco da Gama sobre el río Tagus, que lleva tránsito a través de 10 km de agua y 8 km de tierra. El tramo central que se desarrolla sobre el canal principal de navegación del río, es un puente colgante de 400 m. La construcción de la cimentación fue en si misma toda una proeza por la magnitud de la estructura y por sus patrones sísmicos, se tuvieron que hincar bajo el fondo del mar 1916 pilotes de 2.2 m de diámetro o mayores, a profundidades de 60 y 95 m. El periodo de construcción fue notablemente corto ya que la obra se inició en 1995 y se concluyó en 1998.

Estas experiencias muestran que las nuevas expectativas para la construcción de puentes con características técnicas tales como mayor longitud, elementos estructurales de alta resistencia a la fatiga, peso ligero, resistencia a la corrosión, procesos constructivos de corto tiempo de duración no tienen más límites que la capacidad creativa que puedan desarrollar los ingenieros civiles de nuestro país, ahí está el reto.

BIBLIOGRAFÍA

1. Bowles Joseph E.; **FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN**; Mc. Graw Hill; 1998.
2. Bowles Joseph E.; **MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERIA CIVIL**; Mc Graw Hill Latinoamericana, S.A., Bogotá, Colombia, 1980.
3. Craig R., **MECANICA DE SUELOS**, Logos Consorcio Editorial, S.A., México, 1976.
4. Chávez A.J.M.; **APUNTES DE GEOLOGÍA**; Inédito.
5. ICA, **CUARENTA AÑOS DE INVESTIGACIÓN Y PRACTICA EN GEOTECNIA**, Memoria, (Los Retos Geotécnicos del Futuro), Tomo I México 1996.
6. Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., **MECANICA DE SUELOS**, Revista Ingeniería, México, 1967.
7. Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., **MECANICA DE SUELOS**, Tomo I, (Fundamentos de la Mecánica de Suelos), Revista Ingeniería, México, 1967.
8. Lambe T.W., Whitman R.V.; **MECANICA DE SUELOS**; Limusa; México, 1974.
9. Reunión de Ingenieros, **MECANICA DE SUELOS**, Editores Técnicos Asociados, S.A., España, 1975.
10. Rico A. y del Castillo H., **LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES** (Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas), Vol. I y Vol. II Limusa, México 1976.
11. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, **PROGRAMA NACIONAL DE AUTOPISTAS 1989-1994**. México.
12. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, **INSTRUCTIVO PARA EFECTUAR PRUEBAS EN SUELOS**, México 1991.
13. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, **NORMAS PARA MUESTREO Y PRUEBAS DE MATERIALES, EQUIPO Y SISTEMAS**, México 1986.
14. Secretaría de Obras Públicas, **PERFORACIÓN Y SONDEOS DEL SUELO PARA OBRAS DE INGENIERIA CIVIL**, México, 1972.
15. Secretaría de Obras Públicas, **SEMINARIO DE TERRACERÍAS Y PAVIMENTOS PARA CARRETERAS Y AEROPISTAS**, México 1972.
16. Secretaría de Obras Públicas, **SISTEMAS DE CLASIFICACION DE MATERIALES PÉTREOS Y SUELOS**, México 1965
17. Secretaría de Recursos Hidráulicos, **MANUAL DE MECANICA DE SUELOS**, México, 1970.

18. Secretaría General de Obras, Departamento del Distrito Federal, **MANUAL DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA**, México, 1988.
19. Sociedad de Mecánica de Suelos, A.C., **LA GEOTECNIA EN LAS COSTAS Y EL MAR**, Tampico, Tamps., México, 1986.
20. Sociedad de Mecánica de Suelos, A.C., **LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS OBRAS CIVILES**. Memorias de la IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos; Mérida, Yuc., 1978.
21. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., **MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PILAS Y PILOTES**, México, 1985.
22. Villalaz Crespo **PROBLEMAS RESUELTOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y DE CIMENTACIONES**, Limusa, Noriega Editores, México, 1993.

23+620

23+640

23+660

23+680

23+700

23+720

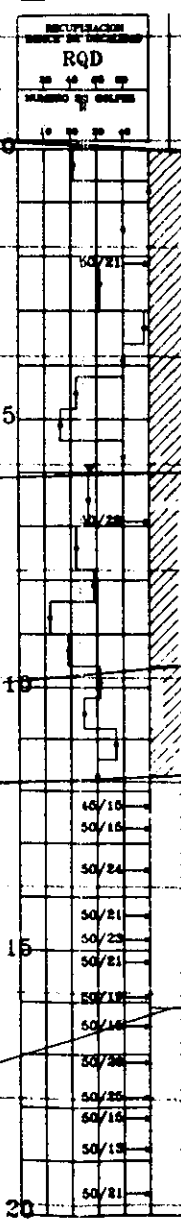
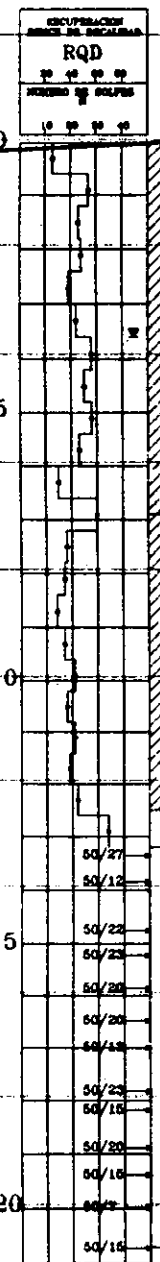
← A MAZATLAN, SIN.

LONGITUD

1

SP-1 ELEV. 1.94 m
Km 23+650

SP-2 ELEV. 1.65 m
Km 23+710



ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD (CH) CON POCA CANTIDAD DE GRAVILLAS

ARCILLA DE ALTA COMPRESIBILIDAD (CH) CON ALGO DE ARENA; GRAVILLA

ARENA FINA ARCILLOSA CON ALGO DE GRAVA Y GRAVILLA

ARENA ARCILLOSA FINA A GRUESA MAL GRADUADA (SC-SP)

GRIS VERDOSO

CON ALGO DE

ARENA FINA A

MARGEN DERECHA

FIN DE SONDEO

?

20

10

0

-10

ELEVACIONES EN (m)

2

23+720

23+740

23+760

23+780

23+800

23+820

A TEPIC, N

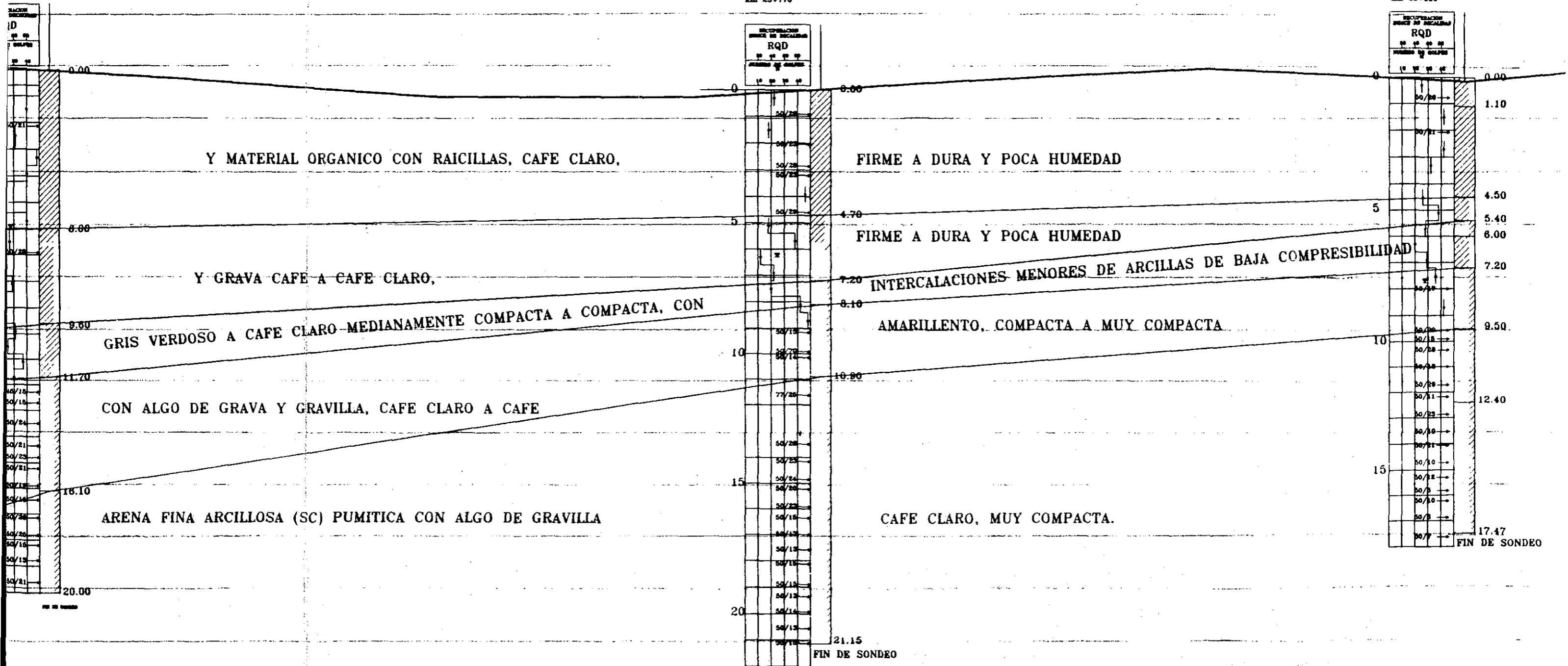
LONGITUD DE PUENTE PROPUESTA 170 m

NAME, ELEV. 15.50 m

ELEV. 1.68 m
710

SP-3 ELEV. 11.07 m
Km 23+770

SP-4 ELEV. 11.367 m
Km 23+820



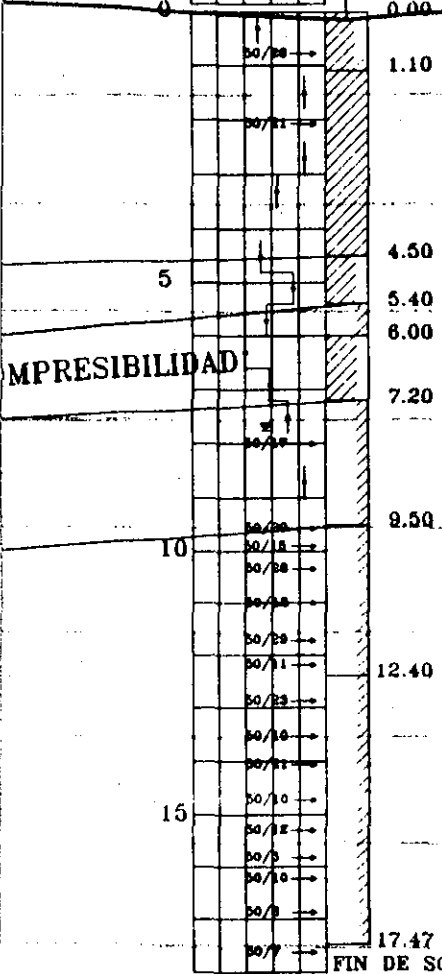
23+820

23+840

A TEPIC, NAY. 

SP-4 ELEV. 11.367 m
Km 23+820

REGISTRACION			
BRINCE DE ESCALERA			
RQD			
10	20	30	40
PUNTO DE GOLPE			
10	20	30	40



3

MARGEN IZQUIERDA

FIN DE SONDEO

AUTOPISTA : TEPIC - MAZATLAN
TRAMO: : ENTRONQUE SAN BLAS-VILLA UNION-
: ENTRONQUE AEROPUERTO MAZATLAN
Km : Km 23+735
ORIGEN : MAZATLAN, SIN.

DATOS HIDRAULI

GASTOS DE DISEÑO = 1000

VELOCIDAD MAXIMA = 1.5

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
INSTITUTO NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
INSTITUCION DEL PROGRAMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

PERFIL DE SUELOS
RIO PRESIDIO
AUXILIAR

Tramo: Estrada San Blas-Villa Unión Estrada Aeropuerto - Masatlán		Origen: Masatlán, Sinaloa
DE CIMENTACIONES MEXICO.	DIRECTOR DE TESIS: Lic. Manuel Zarco Aquino ALUMNO: Ing. Fernando E. Juárez Rodríguez	
MEXICO 2000	FIG. 01	