



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**"LA PRUEBA DE PENETRACION
ESTANDAR"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ABELARDO BAUTISTA CHAPUL



México, D. F.

1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE.

	Página.
Prólogo	1
Capítulo I. Introducción.	3
Capítulo II. Generalidades sobre la prueba de penetración estándar.	10
Capítulo III. La prueba de penetración estándar en suelos gruesos.	35
Capítulo IV. La prueba de penetración estándar en suelos finos.	60
Capítulo V. Propuesta de corrección a los resultados de la prueba de penetración estándar por pérdida de energía.	76
Capítulo VI. Conclusiones.	81
Referencias.	88
Bibliografía.	89

PROLOGO

Dentro del proceso constructivo de cualquier estructura (edificios, puentes, carreteras, presas, etc.) uno de los datos básicos con que se debe de contar son las características del suelo, ya que es éste el que finalmente recibirá las cargas producidas por la estructura y ante ellas deberá tener un comportamiento mecánico satisfactorio. Lo anterior pone de manifiesto la necesidad de realizar una serie de exploraciones que puedan proporcionar la mayor información veraz posible en un período de tiempo relativamente corto y a un costo bajo, esto cobra una mayor relevancia en un país como México en el que no se cuenta con grandes recursos financieros y tecnológicos, aun cuando exista el recurso humano, y la necesidad de las obras y su premura son grandes , por lo que los estudios, entre ellos, los referentes al terreno de apoyo deben realizarse cada vez con mayor eficiencia y eficacia; lo cual implica la aplicación de una mejor ingeniería.

El conocimiento del terreno de apoyo se inicia por medio de la exploración, razón por la cual este punto es fundamental. Existen una gran cantidad de métodos exploratorios, los cuales varían tanto en uso como en alcance, y dentro de estos la PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR es una de las más frecuentemente empleadas. El frecuente uso dado a la prueba de penetración estándar se debe fundamentalmente a la rapidez y facilidad de ejecución y a la cantidad de

información que se puede inferir debido al extenso número de correlaciones realizadas entre las características del terreno y los resultados de la prueba a través del tiempo en que se ha utilizado ésta, llegándose en casos extremos, y desde luego discutibles, a diseñar una cimentación con los resultados obtenidos en la prueba ya mencionada.

En el presente trabajo se pretende analizar y discutir el método de la prueba de penetración estándar, los usos dados a dicha prueba en la práctica general y en lo posible sus ventajas o desventajas más sobresalientes, se comentará además la variación de la prueba a través del tiempo y en diferentes países.

Se citan también los factores que más influyen sobre los resultados de la prueba de penetración estándar al aplicarse a los diferentes tipos de suelos (finos o gruesos) y se presenta además una reflexión sobre las propuestas de corrección al número de golpes "N" de la prueba de penetración estándar debido a la pérdida de energía.

CAPITULO I. INTRODUCCION.

El punto principal de este trabajo es el método exploratorio o sondeo denominado "PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR", así que antes de abordar el tema es necesario definir lo que se debe entender por exploración o sondeo; explorar significa el tratar de descubrir o reconocer algo ignorado, así pues, la exploración es la actividad mediante la cual podemos conocer, en este caso, el material que conforma al suelo y sus características mecánicas para así determinar su posible comportamiento mecánico en las obras de ingeniería, tal conocimiento del comportamiento no solo se logra con los datos obtenidos de las pruebas "in situ" aplicadas al suelo, sino también con la interpretación de los resultados de pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de suelo obtenidas de la exploración.

En el párrafo anterior se hace referencia a muestras de suelo, lo cual indica la necesidad de una perforación para la extracción posterior de un ejemplar o muestra del material. En general, al mencionar sondeo se piensa en la necesidad de una perforación, y la exploración no necesariamente debe ir acompañada de dicho requisito; ya que una visita al campo con una inspección ocular y superficial se puede considerar como un método exploratorio. Sin embargo, y teniendo en cuenta lo anterior, se considerará que un método exploratorio y un sondeo son similares y se incluye la posibilidad de obtener muestras de suelo para su posterior utilización en laboratorio.

Para obtener los resultados de un sondeo se hace necesario el proponer un

programa de exploración, el que en general se inicia con pruebas relativamente sencillas que proporcionen una idea de las características del material del terreno. Estas pruebas realmente son las que fijan los lineamientos para el programa de exploración definitivo, en el cual se determinan los métodos exploratorios a utilizar posteriormente, su ubicación, alcance, etc.

La exploración preliminar se realiza regularmente con una visita al campo en la que se identifica, superficialmente, la existencia de diferentes formaciones geológicas y sus características más notables, además frecuentemente se realiza algún pozo a cielo abierto y/o perforaciones con posteadoras o barrenos helicoidales que proporcionan muestras que se analizan en el laboratorio y cuyos resultados deben mostrar las llamadas propiedades índice del suelo; con el conocimiento de todo lo anterior y de las características de la obra ingenieril por realizarse se determina el llamado programa de exploración definitivo, el programa puede incluir algunas pruebas "in situ" y desde luego muestras del terreno obtenidas en los sondeos, las cuales al ser sometidas a las pruebas de laboratorio ayudan a determinar las propiedades mecánicas del terreno.

Resulta obvio que la exploración de campo, tanto en su fase preliminar como en su fase definitiva, debe cumplir al menos con los siguientes requisitos:

- 1.- Debe proporcionar al ingeniero un conocimiento claro del terreno de apoyo, de modo que éste pueda resolver ingenierilmente las situaciones que puedan presentarse durante la ejecución de la obra.

2.- El tiempo de ejecución del programa exploratorio debe ser congruente con el tiempo asignado a la terminación general del proyecto de que se trate.

3.- El costo del programa debe estar acorde con el de la obra de ingeniería para la cual será utilizado.

A continuación se enlistan los tipos de sondeos usados con mayor frecuencia.

- | | | |
|--------------|---|---|
| Preliminares | { | Pozo a ciclo abierto. |
| | | Perforaciones con posteadoras, barrenos helicoidales.
o métodos similares. |
| | | Método de lavado. |
| | | Método de penetración estándar. |
| | | Método de penetración cónica. |
| | | Perforación en boleos y gravas. |
| Definitivos | { | Pozo a ciclo abierto con muestreo inalterado. |
| | | Métodos con tubo de pared delgada. |
| | | Métodos rotatorio para roca. |
| Geofísicos | { | Sísmico. |
| | | de resistencia eléctrica. |
| | | Magnético y gravimétrico. |

Podemos observar que la prueba de penetración estándar se sitúa como un

sondeo preliminar, de acuerdo a la clasificación mostrada (tomada del tomo I del libro del Dr. Juárez Badillo), y en general en toda la literatura se le designa como un sondeo preliminar. Sin embargo los resultados obtenidos de ésta son en numerosos casos tomados como definitivos; en gran medida debido al número de correlaciones existentes entre los resultados de la prueba y las características del terreno, razón por la cual se establece la necesidad de situar definitivamente a la prueba de penetración estándar en una categoría u otra. Parece existir una corriente clara a tratarla como prueba definitiva toda vez que se ha realizado un esfuerzo enorme en estudios y correcciones tendiente a hacer cada vez más representativos los resultados de la prueba, cosa que no ocurre en los sondeos definitivamente preliminares.

El origen de la prueba de penetración estándar se remonta al año de 1902 cuando Charles R. Gow desarrolló un método para recuperación en seco de muestras de suelo . Hasta entonces, las muestras de suelo habían sido recobradas mediante la acción de chorros de agua dentro del barreno de perforación.

El muestreador desarrollado por Gow era un tubo de 1" (25.4 mm) de diámetro, hincado mediante un peso de 110 lb.(49.9 kg) utilizado entonces por la Lt.Col.Charles R. Gow, esta compañía se convirtió en una subsidiaria de la Raymond Concrete Pile Company en 1922 y en 1927 L. Hart y G.A. Fletcher diseñaron un muestreador de 2" (50.8 mm) de diámetro exterior basandose en los trabajos de campo realizados por ellos mismos; el muestreador fue investigado por H. A. Mohr,

quien era entonces gerente de la Gow Company en Nueva Inglaterra, Estados Unidos. Por este mismo período Sprague y Henwood de Scranton produjeron un muestreador de tipo similar.

Fletcher indica que el método, el cual incluía la medición de la resistencia a la penetración para 12" (305 mm) usando un martillo de 140 lb. (63.5 kg) y con una altura de caída de 30" (762 mm), comenzó a aparecer en especificaciones en 1930. Lo anterior es confirmado por un reporte de una prueba de barrenación, realizada por la división de Gow de la Raymond Concrete Pile, fechado en febrero de 1929 y presentado por Mohr; en él se anota: "La figura del lado derecho muestra el número de golpes necesarios para clavar el tubo muestreador una profundidad de un pie (305 mm), usando un peso de 140 lb (63.5 kg) y cayendo desde 30" (762 mm) de altura". En ningún momento se menciona el nombre de la prueba y sólo se anota que proporciona una idea aproximada de la resistencia del terreno y se recomienda que se debe realizar siempre que sea posible.

Fue Neither Fletcher y no Mohr quien dió los detalles para el diseño del muestreador de 2" (50.8 mm) de diámetro; la configuración y dimensiones precisas fueron dadas, sin embargo, por Hvorslev (en 1949) en su reporte clásico sobre exploración del subsuelo y muestreo (referencia 1).

El diagrama del "muestreador Raymond" presenta un barril partido de 22" de longitud (560 mm) o un tubo sólido de 34" (864 mm) del mismo tipo de acero con una zapata de acero duro como utensilio y una cabeza de ventilación (4 agujeros de

5/8" de diámetro), pero no muestra ninguna válvula check. El barreno se indica que tiene un diámetro interior de 1 3/8" (35 mm) atravesando uniformemente el barril y la zapata. No se encontraba revestido, aunque otros ejemplares en los Estados Unidos antes de 1932 incluían esta facilidad. Hvorslev da crédito a Mohr por iniciar la "determinación de la resistencia a la penetración dinámica como un procedimiento regular... cerca de 1927".

Hvorslev señala además que hasta entonces (1949) la división de Gow medía la resistencia a la cual descendía la barra bajo su propio peso mientras que en las otras divisiones el muestreador fué primero forzado cerca de 6" (150 mm) dentro del terreno con el propósito de disminuir la influencia de la zona perturbada por debajo del fondo del barreno, se debe resaltar que a la operación de hincar las primeras 6"(150 mm) del muestreador estándar, sin tomar en cuenta el número de golpes que para ello se requiera, se le denomina "hincado de asiento", esta práctica se lleva a cabo sobre la hipótesis de que el número de golpes es más representativo para la parte media del muestreador que para las primeras 6"(150 mm) ya que en éstas el terreno puede sufrir serias alteraciones principalmente debido a la perforación del barreno.

Las primeras referencias que denominan al método "Pruebas de penetración estándar" están contenidas en el artículo de Terzaghi de 1947 presentado en la séptima conferencia de Texas sobre Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Sin embargo, cuando describe las características básicas del equipo

es de interés anotar que el diámetro del muestreador está dado como 1 1/2" (38 mm) mientras que en la primera edición (1948) de su libro, en el que el coautor es Ralph B. Peck, "La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica" el diámetro interior está dado con el valor apropiado de 1 3/8" (35 mm). La configuración dada en el libro mencionado corresponde con lo expresado por Hvorslev y ambos hacen referencia a las 6" (150 mm) iniciales del hincado de asiento.

La prueba de penetración estándar es mencionada nuevamente en 1953 por Peck, Hanson y Thornburn, en su libro "Ingeniería de Cimentaciones". El diagrama del muestreador es el mismo que el dado en " La Mecánica de Suelos en la Ingeniería práctica" pero no menciona si se debe hacer el hincado de asiento.

El uso de la prueba se siguió extendiendo aun cuando no se encontraban completamente definidos todos los parámetros que podrían afectar sus resultados, es más, ni siquiera se encontraban contemplados o estudiados debido a la forma como surgió. Los estudios sobre los factores que afectan a la prueba así como los problemas que se pueden presentar ya sea por las características del equipo o su ejecución se realizaron posteriormente y han tratado de extenderse mundialmente para lograr una verdadera estandarización de la prueba.

CAPITULO II.- GENERALIDADES SOBRE LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR.

En las páginas anteriores se ha descrito brevemente la historia de la prueba de penetración estándar sin especificar el método de ejecución de la misma. Una idea muy sencilla del método de realización es el siguiente:

Para llevar a cabo la prueba se perfora un barreno hasta la profundidad deseada para la ejecución, inmediatamente después se limpia el barreno y se introduce el muestreador hasta el fondo de éste; una vez en el fondo del barreno, el muestreador es llevado a una profundidad de 6" (150 mm) por medio de golpes con un martillo de 140 lb. (63.5 kg.) de peso que cae desde una altura de 30" (762 mm).

Después de la operación anterior el muestreador se introduce 12" (305 mm) más con el procedimiento de hincado ya descrito y se cuenta el número de golpes necesarios para que se alcance esta condición, el número de golpes registrado (N) es el denominado resistencia a la penetración estándar. Finalmente se extrae el muestreador y de él la muestra de material resultante de la operación.

Con la descripción anterior surgen una serie de preguntas inevitables que involucrarían desde el método para la realización del barreno y las características del muestreador hasta la discusión del significado e importancia del número de golpes (N) y de la muestra de suelo obtenida.

Para dar una respuesta a las posibles preguntas sobre el método de ejecución se transcribe en seguida la descripción del método de acuerdo a la norma A.S.T.M. 1586-64T. Se tiene que señalar que ésta no es una norma universal ya que coexiste con las de otros países, sin embargo es la utilizada normalmente en nuestro país, y además a ella están referidas gran parte de las correlaciones utilizadas para la interpretación de los resultados.

A.S.T.M. 1586-64 T. METODO TENTATIVO DE ENSAYO DE PENETRACION Y TOMA DE MUESTRAS DE SUELO CON TUBO TESTIGO HENDIDO LONGITUDINALMENTE.(referencia 2)

1.- Objetivo.

Este método describe un procedimiento para efectuar sondeos en el terreno con un muestreador hendido longitudinalmente, con el objeto de obtener muestras de suelo representativas para fines de identificación y de otros ensayos de laboratorio y de conseguir datos sobre la resistencia del suelo a la penetración del muestreador.

2.- Equipo.

a) Equipo de perforación. Puede aceptarse cualquier equipo que proporcione un agujero razonablemente limpio antes de la intrusión del muestreador, de forma que quede asegurado que el ensayo de penetración se efectúa en suelo inalterado, y que permita la hincia del muestreador para obtener la muestra y el dato de resistencia a la penetración en la forma descrita en el punto 3 de esta norma. Se cree que la rigidez del varillaje empleado durante esta penetración influye sobre el

valor N obtenido, especialmente porque un varillaje muy ligero "cimbra" bajo los golpes de la maza. Se sugiere que el varillaje tenga una rigidez igual o mayor que la del tipo "A", este tipo de varillaje según las normas americanas tiene 43.7 mm de diámetro exterior y 34.1 mm de diámetro interior y peso aproximado de 6.0 kg/m. Para sondeos de profundidad igual o mayor de 50.0 ft.(15 m) se sugiere la conveniencia de un varillaje más rígido. Cuando el sondeo atraviese arena, o arcilla blanda, u otro material que no permita que el barreno quede abierto, se empleará tubería de ademado o bien un lodo de sondeo.

Si, aún empleando este lodo, se producen derrumbamientos de la pared del sondeo, se empleará tubería de ademe. El diámetro del sondeo estará comprendido entre 2 1/4" y 6" (57 y 152 mm).

b) Muestreador Estándar. El muestreador deberá haberse construido con las dimensiones indicadas en la figura 2.1. La zapata deberá ser de acero endurecido y deberá ser sustituida o reparada cuando quede mellada o deformada. La cabeza de acoplamiento deberá de tener 4 agujeros de ventilación de 1/2"(12.7 mm) de diámetro como mínimo, o, alternativamente, una válvula de bola. La sustitución del muestreador de la figura 2.1. De 2"(50.8 mm) de diámetro exterior, por otro cualquiera deberá realizarse solamente con permiso del ingeniero encargado. Si se autorizan otras dimensiones, deberán figurar de forma muy visible en todos los registro o informes de la prueba o donde se mencione ésta.

c) Mecanismo de hincado. Consiste en una maza de 140 lb.(63.5 kg) con

caída libre de 30"(762 mm) y una cabeza de golpeo. Deberá tenerse cuidado especial de que no exista frotamiento entre la maza y su gufa, que reduzca la energía de caída. Si se emplea tubería de ademe, puede usarse otra masa mayor para el hincado de la misma.

d) Otros materiales. Se necesitan etiquetas, formularios, cajas para empacar las muestras y otros materiales adicionales requeridos.

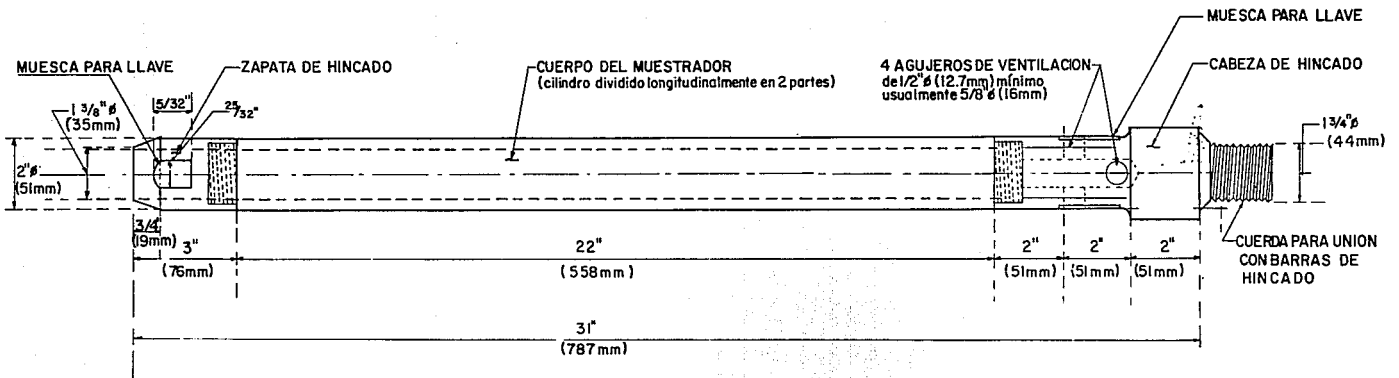
3.- Procedimiento.

a) Preparación del barreno. Límpiase el barreno hasta la profundidad a la que se desea tomar la muestra, empleando el método que se estime preferible para asegurar que el material que se vaya a tomar no esté alterado por la operación. En arenas y limos saturados la extracción del varillaje con su instrumento de sondeo se hará lentamente, para evitar el aflojamiento del suelo alrededor del barreno.

En ningún caso se permitirá una barrena en forma de cola de pez con chorro de agua descargando por la punta. (Se puede permitir, sin embargo, una barrena de este tipo con chorros laterales). Tampoco se permitirá avanzar con el muestreador, inyectando agua a través de él, e hincándolo cuando se haya alcanzado la profundidad requerida. Tómense muestras en cada cambio de estrato y, en todo caso, a intervalos no mayores de 5 ft.(1.50 m), o menores, si así se especifica. Si se emplea tubería de ademe, ésta no deberá hincarse a profundidad mayor que la correspondiente al comienzo del ensayo de hinca. Cualquier pérdida observada del líquido de sondeo, durante el avance, debe apuntarse y luego indicarse en el registro

DIAGRAMA DEL MUESTREADOR O PENETROMETRO ESTANDAR

(Fig. 2.1)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
FACULTAD DE INGENIERIA	DICT y G
MUESTREADOR ESTANDAR	
ALUMNO: ABELARDO BAUTISTA CH.	
TESIS PROFESIONAL	
CARRERA: INGENIERIA CIVIL	MEXICO D.F. 1992

de la prueba.

b) Obtención de muestras. Con el muestreador descansando sobre el fondo del barreno, hínquese 6" (150 mm) con golpes de la maza de 140 lb. (63.5 kg) cayendo de 30" (762 mm). A continuación, hínquese 12" más (305 mm) o bien hasta que se le hayan dado 100 golpes. Apúntese el número de golpes que hayan sido precisos para cada 6" (150 mm) de penetración. Las primeras 6" (150 mm) se consideran como "hinca de asiento". El número total de golpes que hayan sido necesarios para la hinca del segundo más el tercer trayecto de 6" (150 mm) recibe el nombre de resistencia a la penetración estándar, N. Si no se llega a hincar el muestreador una longitud total de 18" (450 mm), el número N será el de golpes necesarios para la hinca del último pie (305 mm) de penetración (si se hinca menos de dichos 305 mm los registros deberán anotar el número de golpes y la longitud total de hinca conseguida). Si así se especifica para un trabajo determinado, se darán más de los 100 golpes arriba indicados. Se considera que se a obtenido "rechazo absoluto" cuando la velocidad de avance sea menor de 1" (25.4 mm) cada 50 golpes.

c) Extracción y etiquetado. extraígate el muestreador hasta la superficie y ábrase. Colóquese la muestra o muestras típicas de los suelos contenidos en el muestreador, en los envases o cajas, sin apisonarlos. Apúntese en la caja el origen de la muestra, y embálense las cajas en recipientes apropiados para su envío al laboratorio o al cliente. Las cajas deberán tener una tapa hermética, o bien ser selladas con cera para evitar la evaporación de la humedad de las muestras. Se

etiquetarán las cajas, o bien se apuntarán los datos sobre sus tapas (o ambas cosas a la vez) indicando la obra, el número del sondeo, el número de la muestra, profundidad, número N, y longitud de muestra recuperada. Las muestras deben quedar protegidas de la helada, y no deberá darles el sol.

d) Observaciones en obra. Apúntese los datos que se obtengan sobre los niveles de agua, en los formularios que se llenen en obra, incluyendo el nivel del agua en el sondeo, profundidades a las que se perdió líquido de sondeo, o bien aquellas a las que se encontró agua artesiana. Mídase los niveles de agua en el sondeo antes y después de extraer la tubería de sondeo; en el caso de que se emplee. En arenas, médase el nivel cuando se extrae y, por lo menos, 30 minutos después de la extracción; en limos, al menos 24 horas después de la extracción; en arcillas, no es posible hacer ninguna medida precisa del nivel freático, a menos de que existan estratos permeables. Sin embargo, debe apuntarse aún en este caso de arcillas, el nivel 24 horas después de la extracción. Cuando se emplea lodo de sondeo y se desea conocer el nivel del agua, se introducirá en el barreno una tubería de entibación con un trozo inferior con perforaciones y se limpiará bien el barreno, vaciándolo con una cuchara de válvula. Se anotará el nivel del agua a intervalos de 30 minutos, desde el momento en que el barreno haya quedado limpio de toda traza de lodo y, finalmente, la altura del agua a las 24 horas.

4.- Informe.

a) Se apuntarán en obra los datos que se vayan obteniendo en los sondeos

incluyendo al menos los siguientes:

- 1) Fecha.
- 2) Cota de referencia (nivel del terreno natural).
- 3) Identificación de la obra.
- 4) Número del sondeo.
- 5) Procedimiento de perforación previa.
- 6) Cotas de las muestras.
- 7) Cotas de las caras de los estratos.
- 8) Datos referentes al agua freática (nivel de aguas freáticas:NAF.)
- 9) Identificación de campo, del suelo.
- 10) Datos de la resistencia a la penetración estándar.
- 11) Entibación empleada.

b) Los datos así obtenidos se vacian en un dibujo que muestre el perfil de los materiales naturales detectados por los sondeos, indicando las diferentes características de ellos según el resultado de las pruebas realizadas, se debe incluir además en este perfil lo obtenido de las pruebas de penetración estándar efectuadas y las características de los materiales, que a partir de estos resultados se puedan inferir.

Ahora bien, para la determinación de las propiedades de un suelo con base en los resultados de la prueba de penetración estándar se debe tener muy en cuenta las características tanto del equipo como del método de ejecución ya que, de acuerdo

a lo que se observa en los cuadros 2.1 y 2.2 mostrados a continuación, la influencia de estos factores es definitiva para la interpretación de los resultados.

En el primer cuadro (2.1) se presentan cuatro diferentes criterios utilizados para esta prueba en los Estados Unidos, país de origen del método; es de interés el hacer notar que el muestreador posee medidas diferentes en cada caso y que estas variaciones en cuanto a dimensiones y posible método de ejecución, amén de la diferencia en la energía de caída, arrojan resultados distintos para una clasificación supuestamente igual, como se puede observar en el caso de arena compacta la cual de acuerdo a Mohr posee un número de golpes "N" entre 14 y 49 mientras que en la Sociedad de Ingeniería Civil de Boston "N" se encontrará entre 55 y 110 golpes.

Si se analiza el cuadro 2.1 detenidamente, se encontrará que aparentemente existe un error ya que al comparar por ejemplo el valor del número de golpes para la arena suelta correspondiente a la prueba tal como la presenta Terzaghi y Peck, con la especificada por la Sociedad de Ingeniería Civil de Boston, el valor de "N" en el primer caso se encuentra entre 4 y 10 y en el segundo caso entre 8 y 16; ahora si se toma en cuenta la energía en cada sistema se tiene.

Para Terzaghi y Peck.

$$E = \frac{1}{2}mv^2$$

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2(9.81)(0.76)} = 3.86 \text{ m/s.}$$

$$E = 1/2 (63.5)(3.86)^2 = 473.43 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Para la Sociedad de Ingeniería Civil de Boston.

$$v = \sqrt{2(9.81)(0.457)} = 2.994 \text{ m/s.}$$

$$E = 1/2 (136)(2.994)^2 = 609.55 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

De lo anterior se concluiría a primera vista, que el segundo caso debería recorrer la distancia establecida de 1 ft.(305 mm.) con un menor número de golpes debido a que posee una mayor energía y sin embargo sucede lo contrario.

Para explicar el hecho anterior, se puede enfocar el problema de la siguiente manera. El hincado del muestreador depende de muchas variables como son la resistencia del terreno, la naturaleza del material del cual está hecho el muestreador, las pérdidas de energía propias del sistema, la energía de caída del martillo, la geometría del muestreador, etc. Pensando que se tuviera un sistema perfecto en el cual no existieran pérdidas de energía en el impacto, por fricción, o por la naturaleza deformable de los materiales; es decir que toda la energía se transmitiera íntegramente, entonces las principales variables que afectan el problema son:

- a) Resistencia del terreno.
- b) Naturaleza del material del muestreador.
- c) Energía de caída del martillo.
- d) Geometría del muestreador (área transversal).

Si se desea establecer un punto de comparación entre los dos casos que se pretende analizar, la prueba se debe efectuar en el mismo terreno por lo que el

punto a) se debe considerar como constante; además el material y la forma del muestreador es la misma, razón por la cual el punto b) tampoco afecta de manera importante el resultado del problema.

De lo anterior se concluye que, bajo estas condiciones, solamente la energía de caída (punto c)) y la geometría del muestreador (punto d)) son las variables que intervienen en el problema.

Al considerar que no existen pérdidas de energía se puede llegar a establecer que:

$$Q_d S = W h \quad (1)$$

donde: Q_d = Fuerza resistente última al hincado.

S = Distancia que penetra el muestreador.

W = Peso del martillo.

h = Altura de caída.

La fuerza resistente última al hincado se define de la siguiente manera; al colocar el muestreador sobre el terreno y aplicarle una carga ésta se distribuye en toda el área del muestreador provocándose un esfuerzo que si genera una fuerza mayor a aquella que puede resistir el terreno hará que el muestreador penetre una distancia determinada; a la carga a partir de la cual se genera la penetración del muestreador se denomina fuerza resistente última.

En la ecuación anterior la fuerza resistente última se maneja como una fuerza aplicada al muestreador y que genera un esfuerzo que en el momento que vence al esfuerzo correspondiente a la llamada "capacidad de carga del suelo" provoca la falla del mismo que se manifiesta por el hincado del penetrómetro estándar.

Si se considerará que la fuerza resistente última se distribuye en toda el área de la sección recta del muestreador se puede establecer que:

$$Q_d = \sigma A \quad (2)$$

donde: σ = Esfuerzo último.

A = Área de la sección recta del muestreador.

Sustituyendo (2) en (1) y despejando S se tiene.

$$S = \frac{Wh}{A\sigma}$$

Tomando los valores extremos máximos de 10 golpes para Terzaghi y Peck y de 16 golpes para la Sociedad de Ingeniería Civil de Boston para recorrer 1 ft.(305 mm) se tiene un valor promedio de penetración por cada golpe de:

Para Terzaghi y Peck.

Para la Sociedad de Ingeniería Civil de Boston.

$$S = 30.5/10 = 3.05 \text{ cm/golpe.}$$

$$S = 30.5/16 = 1.90 \text{ cm/golpe.}$$

En el primer caso se poseen los datos necesarios para encontrar el esfuerzo último.

$$\sigma = Wh/AS \quad \text{el área será } A = \pi/4(D_{ext}^2 - D_{int}^2)$$

$$\text{si } D_{ext} = 2" = 5.08 \text{ cm y } D_{int} = 1 \frac{3}{8}" = 3.49 \text{ cm}$$

$$A = \pi/4(5.08^2 - 3.49^2) = 10.6 \text{ cm}^2$$

$$W = 63.5 \text{ kg.}$$

$$h = 76.0 \text{ cm.}$$

$$\sigma = 63.5(76)/10.6(3.05) = \underline{149.27 \text{ kg/cm}^2}$$

En el segundo caso, debido a que no se cuenta con el conocimiento de la dimensión del diámetro interior, no se puede encontrar el esfuerzo último; sin embargo es claro que la distancia recorrida por golpe es sensiblemente menor a pesar de la mayor energía del sistema, razón por la cual se deduce que el área del segundo muestreador debe ser mayor, la resistencia última presentada por el terreno debe ser mayor o ambas cosas a la vez.

La capacidad de carga del terreno no solo depende de las propiedades de éste, sino además de las dimensiones del área de apoyo del muestreador en el suelo, en este caso el espesor del muestreador; sin embargo y para realizar una posible comparación se estimará que el esfuerzo último es el mismo en ambos casos.

Si se acepta lo anterior y pensando que el desplazamiento por golpe sea igual al de la prueba de Terzaghi y Peck, con el fin de obtener la probable geometría del segundo muestreador, se deberá tener.

$$A = Wh/\sigma S = 136(45.7)/149.27(3.05) = 13.65 \text{ cm}^2$$

Si el diámetro exterior es de 3"(7.62 cm)

$$D_{\text{int}} = \sqrt{(D_{\text{ext}}^2 - 4A/\pi)} = \sqrt{(7.62^2 - 4(13.712)/\pi)} = 6.37 \text{ cm} \\ = 2 \frac{1}{2}''$$

Este diámetro que se debería tener en teoría no es usual en la práctica por lo que, aunque en el cuadro 2.1 no se menciona, el diámetro interior debe ser menor, aumentando el área y por consiguiente disminuyendo la distancia S; además de que el diámetro de 2 1/2" (63.7 mm) encontrado para el segundo caso proporciona un espesor del muestreador de 1/4" (6.35 mm) el cual es menor al especificado por Terzaghi y Peck, 5/16" (7.94 mm) y como la capacidad última aumenta al incrementarse el espesor del muestreador se confirma el incremento del diámetro interior en el segundo caso. Lo anterior sin tomar en cuenta los efectos de pérdidas por fricción que en el segundo caso debido al tamaño del diámetro serán mayores, ni las pérdidas por impacto que involucran directamente a la masa del muestreador y también serían mayores en el caso de la prueba de la Sociedad de Ingeniería Civil de Boston que en la de Terzaghi y Peck.

Se pueden realizar otras comparaciones entre las pruebas tal como se presentan en el cuadro citado, a manera de ejemplo se confronta la prueba con las especificaciones de Terzaghi y Peck con la prueba con las especificaciones fijadas por Mohr para el caso de arenas compactas. Con la geometría que se obtiene del cuadro 2.1 se encuentra:

$$A = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2)$$

Para Mohr.

$$D_{ca} = 1 \frac{3}{8}'' = 3.49 \text{ cm}$$

$$D_{ca} = 7/8'' = 2.22 \text{ cm} \quad A = 5.7 \text{ cm}^2$$

Para Terzaghi y Peck.

$$D_{ca} = 2'' = 5.08 \text{ cm}$$

$$D_{ca} = 1 \frac{3}{8}'' = 3.49 \text{ cm} \quad A = 10.68 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con los resultados anotados en el cuadro señalado, para que una arena compacta se pueda clasificar como tal en el caso de Mohr, requiere al menos de 14 golpes/ft. mientras que en el caso de Terzaghi y Peck, el valor mínimo es de 30 golpes/ft. y congruentemente con el razonamiento señalado anteriormente, el muestreador con área de sección recta mayor (Terzaghi-Peck), debe recorrer la distancia establecida con un mayor número de golpes, conclusión que está acorde con lo indicado en el cuadro.

El cuadro 2.2 proporciona las características de la prueba de penetración estándar en 10 países diferentes; se resalta el hecho de que no existen 2 procedimientos de prueba iguales y además que existen detalles de la prueba que se toman en cuenta en algunos países y en otros no.

De todo lo anterior se concluye la importancia que tiene el uso de un equipo estandarizado realmente y las variaciones que pueden sufrir los resultados de la prueba al adoptar características diferentes, poniéndose igualmente de manifiesto el conocimiento que de estos cambios y sus efectos, debe tener el ingeniero encargado de realizar y de interpretar los resultados de la prueba, por lo que como recomendación práctica, deberá anotar cualquier variación significativa respecto a las normas estándares durante la ejecución de la prueba.

CARACTERÍSTICAS DE LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR EN LOS ESTADOS UNIDOS

	Mohr (1837)		Terzaghi y Peck (1967)		Reglamento de la Ciudad de Nueva York		Sociedad de Ingeniería Civil de Boston	
Muestreador	Diám. Ext. 1 3/8"		Diám. Ext. 2"		Diám. Ext. 2 1/2"		Diám. Ext. 3"	
	Diám. Int. 7/8"		Diám. Int. 1 3/8"		Diám. Int.		Diám. Int.	
Martillo (peso)	140 lb.		140 lb.		300 lb.		300 lb.	
(altura de caída)	30"		30"		18"		18"	
suelo	Compacidad relativa (Dr)	Número de golpes por pié (N)	Compacidad relativa (Dr)	Número de golpes por pié (N)	Compacidad relativa (Dr)	Número de golpes por pié (N)	Compacidad relativa (Dr)	Número de golpes por pié (N)
arena y limo			Muy suelta	< 4			Muy suelta	< 8
	Suelta	< 9	Suelta	4-10	Suelta	0-15	Suelta	8-16
	Mediana mente compacta	9-13	Mediana mente compacta	10-30			Mediana mente compacta	16-55
	Compacta	14-49	Compacta	30-50	Compacta	16-50	Compacta	55-110
	Muy compacta	> 50	Muy compacta	> 50	Muy compacta	> 50	Muy compacta	> 110
	Consistencia relativa	Número de golpes por pié (N)	Consistencia relativa	Número de golpes por pié (N)	Consistencia relativa	Número de golpes por pié (N)	Consistencia relativa	Número de golpes por pié (N)
Arcilla			Muy blanda	< 2	Muy blanda	< 2	Muy blanda	< 8
	Blanda	< 5	Blanda	2-4	Blanda	3-10	Blanda	8-16
	Consistencia media.	5-10	Consistencia media.	4-8			Consistencia media.	16-55
			Consistente	8-15	Consistente	11-30	Consistente	55-110
	Dura	11-30	Dura	> 30	Dura	> 30	Dura	< 110

CUADRO 2.1

Ref. Sangler

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR EN DIFERENTES PAISES

Puntos principales de las especificaciones	Australia	Canada	Checoslovaquia	Grecia de acuerdo a Earth manual 2a ed. 1974	Japón	México de acuerdo a ASTM-1584-67	Portugal	Gran Bretaña (BS 1377:1975)	Estados Unidos ASTM-1586-67	India
Peso del martillo (63.5 kg.)	*	*	*	*	*	64	64	65	*	65
Caída (760 mm)	*	*	750	*	750	750	750	*	*	750
Capacidad para limpiar el barrenado	*	*	o	*	*		*	*	*	*
Descarga lateral del barrenado	*	*	o	*	o		o	*	*	*
Tubería de ademe, todos en suelos débiles	*	*	o	o	o	Ademe	Ademe	*	*	*
Diámetro del barrenado (mm)	o	57-152	o	75 min	65-150		o	o	57-152	55-150
Diám. Ext. Diám. Int. de la zapata.	*/	*/	*/	*/	*/	*/		50*	*/	50.8*
Longitud del muestreador	533 mm min.	533 mm min.	535 mm	483 mm min	515	-		533	533	675
Zapata de clavado separada.	*	*	*	*	*	o		*	*	*

Puntos principales de las especificaciones	Australia	Canada	Checoslovaquia	Grecia de acuerdo a Earth manual 2a ed. 1974	Japón	México de acuerdo a ASTM-1586-67	Portugal	Gran Bretaña (BS 1377:1975)	Estados Unidos ASTM-1586-67	India
Área de ventilación mm ² /válvula check	387*	*/*	*/*		o*			390*	*/*	*/*
Revestimiento permitido	si	si	no		no	si		no	si	
Muestreador en tubo o partido	cualquiera de los 2	Partido	Partido		Partido	Partido		Partido	Partido	Partido
Zapata de acero duro	*	*	o		o			*	*	
Cono sólido	si	no	no		no	o		si opcional	no	no
Retenedores	de corazón delgado	de corazón	-		-			-	de corazón	
Tamaño, rango del diám. y profundidad de las barras de hincado	AW/NW	AW	o	AW/B	40.5 o d	AW/NW >15m		AW min.	A rígido mayor 15m	A min.
Recta/acoplamiento hermético	o/o	*/*	o	o*	o			o	o	

Puntos principales de las especificaciones	Australia	Canada	Checoslovaquia	Grecia de acuerdo a Earth manual Za ed. 1974	Japón	México de acuerdo a ASTM-1586-67	Portugal	Gran Bretaña (BS 1377:1975)	Estados Unidos ASTM-1586-67	India
Peso de hincado, guiado/calda libre.	*/°	*/°	*/°	*/°	*/°			*/°	*/°	
Mecanismo de caída.	*	o no menciona	* advertencia	* advertencia	* permitid o	o		* obligatorio	o	o
Especificación del yunque	*	o	o	Acoplamiento a la barra	* 75 mm diám. ext.	o		* no definido	o	o
Barreno limpio	*	*	o	*	*		*	*	*	*
Tubérula de ademe en/sobre el nivel de prueba	*	*	o	o	o		o	o	o	o
Máximo número de golpes	60	100	o	50	50 durante la prueba	50 por 100 mm	100	50 durante la prueba	100 o 50 por 50 mm o menos	20 por 250 mm
Retención de la muestra de suelo.	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Etiquetado de la muestra.	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Puntos principales de las especificaciones	Australia	Canada	Checoslovaquia	Grecia de acuerdo a Earth manual 2a ed. 1974'	Japón	México de acuerdo a ASTM-1586-67	Portugal	Gran Bretaña (BS 1377:1975)	Estados Unidos ASTM-1586-67	India
REPORTE Método de barrenación.	*	*	o	o	o		o	*	*	*
Tamaño de las varillas	o	o	o	o	o	o	o	o	o	o
Tipo de martillo	o	o	o	o	o	o	o	o	o	o
Penetración inicial por gravedad.	*	*	*	o	o		o	o	o	o

* Como en la norma descrita.
o No se especifica.

CUADRO 2.2.

Referencia 4.

Por otro lado, se debe señalar que en el afán de mejorar la prueba y buscando respetar sus principios básicos se ha tratado de introducir una serie de cambios en el equipo, que en ocasiones no resultan tan satisfactorios, y de los cuales se señalan a continuación algunos.

La técnica usada para hincar el muestreador varia extensamente, desde un peso guiado soltado libremente usando una cuerda sobre una polea simple hasta un sistema hidráulico automático de caída libre del martillo con capacidad para operar en cualquier rango deseado entre 5 y 50 golpes por minuto. Existe la tendencia a usar un equipo simple de barrenado con lavado, operado manualmente, con un tripié para un taladro rotatorio y equipado con barrenos, posiblemente montado sobre un camión.

El efecto del tamaño de las barras de hincado ha sido objeto de investigaciones, particularmente en Japón (Sociedad Japonesa 1981) concluyéndose que el tipo "A", ya descrito en la norma, es normalmente adecuado para longitudes superiores a 20 m., en este país se realizaron mediciones comparativas entre distintos sistemas de barras sin que se apreciaran diferencias significativas en el conteo del número de golpes "N" o la energía transferida para barras con peso entre 4.33 y 10.03 kg/m.

Las propiedades de secciones apropiadas son las mostradas a continuación.

Diámetro de la barra. (mm)	Módulo de sección. (x 10 ⁴ m ³)	Peso de la barra. (kg/m)
40.5	4.28	4.33
50.0	8.59	7.23
60.0	12.95	10.03

TABLA 2.3.

Barras más pesadas que 10.03 kg/m. no deben ser usadas ni aquellas que no posean una longitud recta, por lo cual se deben revisar periódicamente.

Diámetro del barreno. A este respecto no existe ninguna restricción especial y solo se señala que el diámetro debe encontrarse entre 2 1/4" y 6" (57.2 y 150 mm) y que cuando se emplee tubería de ademe, las brocas de perforación no deben tener diámetros mayores al 90% del diámetro interior de la tubería de ademe.

En cuanto al muestreador se debe señalar que la configuración es prácticamente la misma y no se tienen modificaciones significativas, solamente se debe tener el conocimiento de que en suelos granulares gruesos la zapata es en ocasiones reemplazada por un cono sólido de acero de 60° que permite el hincado con facilidad, en ese caso se debe tomar en cuenta esta modificación para la interpretación de los resultados de la prueba y obviamente no se obtiene ninguna muestra de suelo.

Hasta este momento, se ha tratado al método de penetración estándar en

forma más o menos global, sin embargo es de interés fundamental el señalar en que forma se ejecuta la prueba en nuestro país. Las características del equipo son las señaladas en el cuadro 2.2, en el cual no se citan algunos puntos que se consideran importantes y se anotan a continuación.

- El uso de lodos en lugar de tubería de ademe es muy frecuente debido a que la mayoría de los suelos del territorio mexicano presentan derrumbamiento y con el uso de los lodos se puede ir perforando el barreno y estabilizándolo a la vez.

- El uso del cono sólido, es decir de la punta en forma de cono que se utiliza en lugar de la zapata en suelos gruesos o duros está permitido pero su empleo no es frecuente ya que no existe recuperación de muestras y las correlaciones existentes entre las características del terreno y la resistencia a la penetración pierden su validez por lo que se prefiere el uso de algún otro método de exploración.

- El muestreador es hincado a una profundidad total de 24" (610 mm) obteniéndose así la resistencia a la penetración, y las muestras de suelo, a cada 12" (305 mm). Lo anterior se logra introduciendo el muestreador las primeras 6" (150 mm) como hincado de asiento normal, las siguientes 12" (305 mm) con el conteo de los golpes para obtener el número "N" de resistencia a la penetración y finalmente en lugar de extraer el muestreador éste es hincado nuevamente 6" (150 mm) sin tomar en cuenta el número de golpes necesarios para esta operación después de la cual se extrae el muestreador y se retira la muestra de suelo obtenida para realizar la prueba nuevamente. El objeto de hincar el muestreador 6" (150 mm) más después de las 12"

(305 mm) en donde se realiza el conteo de los golpes es debido a que con esta operación las fronteras de la prueba se localizarán 6" (150 mm) por arriba y por abajo de la zona de prueba teniendo así un resultados más real que el que se obtendra al extraer inmediatamente el muestreador después del conteo ya que la frontera inferior sería el límite de la zona que se desea sea representativa.

- Se utilizan canastillas o retenedores para evitar la pérdida del material de muestra, sin embargo se dan casos en los que la soltura o fluidez del suelo es tan grande que no se recupera el material aun colocando varios de estos dispositivos. Es en este tipo de suelos en los cuales la penetración inicial, que es la penetración que sufre el muestreado por su peso propio, es importante y es tomada en cuenta.

- El número máximo de golpes que se proporcionan en una prueba es de 50, si no se alcanza a hincar el muestreador la profundidad especificada de 12" (305 mm) se anota el número de golpes y la profundidad de penetración alcanzada.

En general los demás puntos concernientes a la ejecución de la prueba de penetración estándar son los mismos que se especifican en la norma incluida al principio de este capítulo.

Así las cosas, se debe aclarar que los resultados de la prueba de penetración estándar dependen no solamente del equipo y método de ejecución, dependen además del terreno en que se ejecute la prueba, de las variaciones en el mismo método ya sea por causa de los operadores o de variaciones del equipo (ya mencionadas) o de las condiciones de trabajo y una serie de detalles más que son casi

inevitables y difíciles de controlar.

Se enlistan a continuación una serie de factores que se recomienda tener en cuenta ya sea para la ejecución o para la interpretación de los resultados de la prueba y cuya influencia se trata posteriormente.

- Profundidad a la que se efectúa la prueba.
- Profundidad y control del nivel de aguas freáticas.
- Tiempo transcurrido entre la perforación del barreno y la ejecución de la prueba de penetración estándar.
- Perturbaciones por la perforación del barreno.
- Errores de medición y de conteo.
- Variaciones en la altura de caída del martillo.
- Pérdidas de energía.
- Longitud de las barras de penetración y uso de barras más pesadas.
- Firmeza de la unión del muestreador y de todo el sistema.
- Daño en la zapata de hincado y en las barras.

CAPITULO III.- LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR EN SUELOS GRUESOS.

Se señaló al final del capítulo anterior que existen diversos factores que afectan los resultados de la prueba objeto de este estudio, estos factores pueden tener influencia de importancia variable según los distintos tipos de suelo en que se utilice. Antes de abordar el tema de la prueba de penetración estándar sobre un suelo en particular, se mencionarán algunas características que afectan los resultados de la prueba en cualquier tipo de suelo; con la idea de proporcionar reglas para evitar o disminuir estos efectos, reconociendo de antemano que su cuantificación o estudio preciso es difícil de realizar.

1.- Perturbaciones por la perforación del barreno. Es normal que el barreno sea realizado mediante un sistema de barras rotatorias, las cuales al ir penetrando en el terreno alteran su estructura, además, se especifica que el barreno se debe encontrar limpio lo cual se logra mediante la inyección de agua a presión, operación que igualmente altera el estado del suelo.

Para reducir los efectos de esta operación se pide en primer lugar, que la descarga de agua sea en forma lateral de modo que el fondo se afecte lo menos posible y en segundo lugar, se realiza el hincado de asiento, ya definido anteriormente, operación con la que se reducen los efectos producidos en el fondo del barreno por su perforación misma. Se señala adicionalmente que el diámetro del barreno se debe encontrar entre 2 1/4" y 6" (57 y 152 mm) como lo recomienda la norma presentada en el capítulo II.

2.- Profundidad a la que se efectúa la prueba. Esta característica influye sobre el estado de esfuerzos en el punto considerado y dicho estado a su vez influye en la

resistencia a la penetración estándar. Este hecho se debe tomar en cuenta si se desea deducir de los resultados de la prueba de penetración estándar alguna característica como, por ejemplo, la compacidad de una arena; una arena puede tener la misma compacidad a profundidades distintas y por lo tanto bajo estados de esfuerzo diferentes presentándose resistencias a la penetración estándar diferentes también.

De lo anterior se pone de manifiesto que existen características que no se pueden relacionar directamente con la resistencia a la penetración estándar presentada por el terreno y que en ésta prueba se debe tener en cuenta la profundidad a la que se realiza el ensaye como una de sus características.

Otro factor en el que influye la profundidad es que al aumentar ésta el peso del varillaje aumenta también y éste a su vez absorberá de manera creciente parte de la energía del golpe, la energía no solamente se pierde en las barras sino también por la fricción entre el martillo, las barras y el mecanismo de soltado; este punto en particular se tratará con mayor detalle en el capítulo V.

3.- Nivel de agua freática (NAF). Este factor tiene una influencia lógica ya que no es lo mismo el resultado de la prueba de penetración estándar en el suelo cuando está seco que cuando está húmedo o sumergido por encontrarse bajo el NAF; en varias correlaciones existentes se señala que se deben efectuar correcciones dependiendo de la posición del NAF. La posición del nivel citado incluso puede provocar que el resultado de una prueba de penetración estándar sea erróneo, ya que si existe un gradiente hidráulico excesivo en el fondo de la perforación, puede causar que el agua fluya rápidamente hacia el interior del barreno, arrastrando parte del suelo y alterándolo.

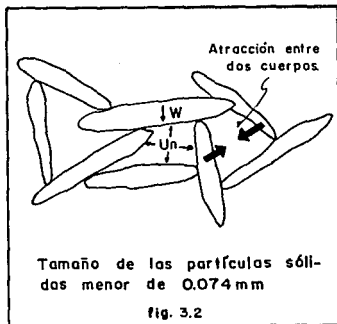
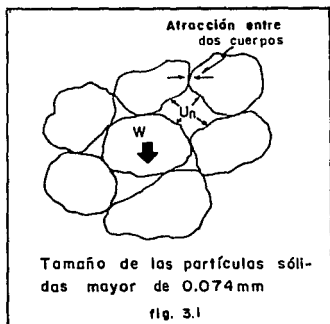
4.- Variaciones en la altura de caída, errores de medición y conteo, unión del sistema y uso de equipo dañado. Todos estos factores se pueden calificar como descuidos o negligencias por parte de los operadores y del encargado del control de la prueba; en realidad no se tiene mucho conocimiento de qué tanto afectan estos factores a los resultados de la prueba pero es claro, por ejemplo, que si la altura de caída varía respecto a la especificada, se entregará una energía diferente a la teóricamente establecida (480 J), por lo que el número de golpes "N" será mayor o menor, según sea el caso, al que teóricamente debería registrarse de efectuarse la prueba de penetración estándar tal como se ha especificado. Razonamientos similares son aplicables a los otros factores. En el caso comentado los efectos se eliminan manteniendo un buen control en la ejecución de la prueba de penetración estándar, es decir, cuidando que entre otras cosas, la altura de caída sea la especificada, que el equipo no esté dañado principalmente la zapata y las barras de hincado (éstas deben de ser rectas), que las uniones tanto del muestreador, barras, martillo y todos los elementos que conforman al sistema estén perfectamente acoplados, que se realicen correctamente las mediciones y conteo de golpes, en fin que se respeten las especificaciones del método, principalmente mediante el conocimiento de éstas y la concientización de los errores que puede acarrear el no observarlas.

Ahora bien, la prueba de penetración estándar es un método exploratorio utilizado para suelos ya sean gruesos o finos, antes de indicar el uso de la prueba en los primeros, es necesario definir lo que se debe entender por un suelo grueso y por un suelo fino.

Los primeros intentos para clasificar los distintos tipos de suelos se realizaron basándose en la idea de que tanto las características físicas como el comportamiento

mecánico de el suelo se encontraban regidos por el tamaño de las partículas sólidas que los conforman; con el advenimiento de la mecánica de suelos se logro constatar que para suelos con un contenido de más del 50% de partículas sólidas de tamaño mayor de 0.074 mm (malla No.200) efectivamente muchas de las características físicas y mecánicas se podían relacionar directamente con el tamaño de las partículas sólidas. Sin embargo, si el tamaño de dichas partículas es menor de 0.074 mm (malla No.200) y además representan más del 50% del total de las partículas sólidas de éste material entonces las características físicas y el comportamiento mecánico no se pueden relacionar fácilmente con el tamaño de los granos que lo forman y en éste caso existen otros factores que gobiernan su comportamiento.

Lo anterior se debe principalmente a lo siguiente, considérese una masa de suelo como la mostrada en la figura 3.1 y otra como la de la figura 3.2



En ambos sistemas se nota que las fuerzas actuantes son en esencia las mismas: peso propio, la debida a la presión del agua y atracción o repulsión intergranular, sin embargo la diferencia se encuentra en la contribución de cada una de éstas. En el caso de los suelos gruesos las fuerzas debidas al campo gravitacional terrestre, o sea el peso de las partículas sólidas, es claramente predominante sobre las posibles fuerzas de atracción o de repulsión entre dichas partículas mientras que en los suelos finos cuyas partículas sólidas poseen tamaños pequeños, el peso de éstas comparado con las fuerzas de atracción o repulsión es menor y finalmente, la presión de agua en ambos casos considerando un estado de reposo, la misma profundidad y la misma posición del NAF, es la misma.

Para aclarar un poco más lo anterior se debe recordar que los suelos son depósitos de sólidos de diversos tamaños provenientes de las rocas, que se sedimentan en un medio seco o húmedo. Considerando que se tienen partículas sólidas que se van a sedimentar, por ejemplo en un medio acuoso, aquellas que tienen un peso suficiente se depositan bajo la acción de éste apoyándose directamente unas en otras a través de varios puntos de contacto dando lugar a los llamados suelos gruesos, en cambio si los granos son muy pequeños, su peso también lo es por lo que su sedimentación será muy lenta. Se debe señalar en éste momento que las partículas sólidas provienen generalmente de un mismo tipo de roca y están formadas por los mismos minerales razón por la cual las cargas eléctricas que poseen en su superficie tienen el mismo signo lo cual indica que al sedimentarse dos partículas sólidas de tamaño muy pequeño nunca se tocan, sino que se repelen. Lo anterior no es del todo cierto para el caso que se analiza ya que el agua, que rodea a las partículas sólidas, posee cargas eléctricas y sales disueltas con lo que se genera un mecanismo mediante el cual

las partículas sólidas se unen a las del agua y a las de las sales formándose así la estructura interna de los suelos finos.

Se puede pensar que las partículas sólidas del suelo sean tan pequeñas que no se lleguen a depositar, es decir, que queden suspendidas indefinidamente debido a que por su peso despreciable no puedan sedimentarse; sin embargo si se toma en cuenta el mecanismo descrito en el párrafo anterior se nota que en algún momento se unirán las partículas sólidas del suelo y formarán flóculos de masa mayor que entonces tienden a depositarse.

Ahora, si se coloca una sobrecarga instantaneamente en cada sistema provocará un incremento en las presiones tanto intergranulares como de agua, en el primer caso las partículas sólidas del suelo tenderán a unirse aun más y sufrirán un reacomodo desalojando al agua del lugar que ocupaba; en el segundo caso debido a la unión existente entre los sólidos del suelo y el agua, este desalojo no se puede producir (al menos en un tiempo corto como lo indica la analogía mecánica de Terzaghi) provocándose así un incremento en la presión de agua que con el tiempo se transferirá a los sólidos del suelo.

De lo anterior se concluye que las propiedades mecánicas de un suelo grueso serán función básicamente del tamaño y separación entre sus partículas sólidas y las de un suelo fino dependerán del contenido de agua y de la unión entre los sólidos del suelo, es decir de su estructura interna.

Tomando en cuenta el comportamiento citado, se ha desarrollado el SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) en el cual si bien se le da al suelo una clasificación de acuerdo al tamaño de los diferentes porcentajes de granos que lo forman, se realizan una serie de pruebas que toman en cuenta las diferencias que se

presentan tanto en la parte gruesa como en la parte fina e indican sus características generales.

Así pues la clasificación de un suelo en grueso y/o en fino en la actualidad se asocia al tamaño de los sólidos que lo forman, pero teniendo en cuenta el diferente comportamiento mecánico que presenta la parte gruesa y la parte fina.

En resumen, un suelo grueso será aquel cuyo comportamiento mecánico esté definido principalmente por el acomodo de sus partículas sólidas y las fuerzas gravitacionales actuantes sobre éstas y un suelo fino, el que debe su comportamiento mecánico al contenido de agua que posea y a la unión existente entre sus partículas sólidas interactuando con el agua.

La tabla 3.1 presenta el SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS). Se señala que la clasificación de un suelo requiere de una serie de pruebas, estudios y consideraciones que caen fuera del alcance de este trabajo pero se pueden consultar en cualquier libro que trate el tema. (Ref.3).

Retomando el tema de este trabajo, y basándose en la clasificación de suelos ya mencionada, se tiene que los suelos gruesos se dividen en gravas y arenas.

El uso de la prueba de penetración estándar en gravas se encuentra muy restringido fundamentalmente por dos aspectos, el primero de ellos es que frecuentemente los resultados obtenidos de la prueba de penetración estándar al ejecutarse en gravas no son representativos de las características reales del material ya que dado el tamaño de las gravas (4.7 a 76.2 mm) y el diámetro interior del muestreador (35 mm) escasamente menos de la mitad de los tamaños que forman a las gravas pueden quedar contenidos dentro del

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIONES DE SUELOS

(INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION)

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se excluyen las partículas mayores de 7.62 cm (3 pulg.) y se basan las fracciones en pesos estándar)		SÍMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO
SUELOS DE PARTICULAS GRANUELAS Más de la mitad del material es retenido por la malla Nº 200 (0.85 mm) son las más pequeñas visibles a simple vista	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa está en la fracción de 7.62 a 25.0 mm (3/8 a 1 pulg.)				<p>Coeficiente de uniformidad (C_u), Coeficiente de curvatura (C_c)</p> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de } 4; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre } 1 \text{ y } 5$ <p>No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW</p> <p>Límites de plasticidad abajo de la línea A o L, menor de 4</p> <p>Límites de plasticidad arriba de la línea A con L, mayor de 7</p> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de } 6; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre } 1 \text{ y } 5$ <p>No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW</p> <p>Límites de plasticidad abajo de la línea A o L, menor de 4</p> <p>Límites de plasticidad abajo de la línea A con L, mayor de 7</p>
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa está en la fracción de 0.075 a 4.75 mm (3/64 a 3/8 pulg.)				
	GRAVAS LIMPIAS (Gravas con menos del 5% de arcillas y arenas finas)				
	ARENAS LIMPIAS (Arenas con menos del 5% de arcillas y gravas)				
	GRAVAS Y ARENAS (Gravas y arenas con menos del 5% de arcillas)				
	ARENAS Y GRAVAS (Arenas y gravas con menos del 5% de arcillas)				
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla Nº 200 (0.85 mm) (Las partículas de 0.075 mm de diámetro inferior de 5%)	GRAVAS Y ARENAS (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm (1/2 pulg.) como equivalente a la abertura de la malla Nº 4)				
	ARENAS Y GRAVAS (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm (1/2 pulg.) como equivalente a la abertura de la malla Nº 4)				
	GRAVAS Y ARENAS (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm (1/2 pulg.) como equivalente a la abertura de la malla Nº 4)				
	ARENAS Y GRAVAS (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm (1/2 pulg.) como equivalente a la abertura de la malla Nº 4)				
	GRAVAS Y ARENAS (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm (1/2 pulg.) como equivalente a la abertura de la malla Nº 4)				
	ARENAS Y GRAVAS (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm (1/2 pulg.) como equivalente a la abertura de la malla Nº 4)				
PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA Nº 200					
LÍMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 5%	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (resistencia al resquebrajamiento)	SHOWILIDAD DE LA AGUA (tracción al agudarse)	TENACIDAD (consistencia cerca del límite plástico)		
LÍMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 5%	Nula o ligera	Rápida a lenta	Nula	ML	
	Medio a alta	Nula a muy lenta	Medio	CL	
	Ligera a medio	Lenta	Ligera	OL	
	Ligera a medio	Lenta a nula	Ligera a medio	NH	
	Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	
	Medio a alta	Nula a muy lenta	Ligera a medio	OH	
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y, frecuentemente, por su textura fibrosa				

(*) Clasificaciones de fronteras — Los suelos que pasen las características de dos grupos se designan combinando dos símbolos. Por ejemplo, GW/GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cementante arcilloso.

(*) Todos los tamaños de las mallas son los U.S. Standard.

Tabla 3.1

muestreador y si a esto se aumenta que el acomodo de las gravas, como el de todos los suelos, es irregular, se encontrará que en la mayoría de los casos en que se intente hincar el muestreador éste en lugar de penetrar lo que hará será simplemente golpear a las partículas sólidas que forman al suelo de modo que en lugar de medir la resistencia a la penetración estándar presentada por el suelo se medirá la resistencia al impacto de los granos que lo forman.

El segundo obstáculo para la ejecución de la prueba de penetración estándar en gravas es que al intentar hincar el muestreador la resistencia que se presenta por parte del suelo sea tan alta que, debido al golpe, se dañe al muestreador afectandose principalmente la zapata de hincado y además, dado el posible tamaño de las partículas sólida éstas pueden quedar atoradas trabando la entrada del muestreador impidiendo por un lado que se recupere la muestra de suelo y por otro que se dificulte aún más el descenso del equipo.

El uso de la prueba de penetración estándar en suelos formados principalmente por arenas es extenso e incluso recomendable y la experiencia reunida en torno a este suelo es amplia.

De la información existente una de las correlaciones más sencillas es la mostrada a continuación.

COMPACIDAD RELATIVA Y VALORES DE LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR EN ARENAS			
Grado de compactación	Compacidad relativa	Número de golpes (N)	Angulo de fricción interna (ϕ , en grados)
Muy suelta	< 0.2	< 4	< 30
Suelta	0.2 - 0.4	4 - 10	30 - 35
Medianamente	0.4 - 0.6	10 - 30	35 - 40
Compacta	0.6 - 0.8	30 - 50	40 - 50
Muy compacta	0.8 - 1.0	> 50	45

TABLA 3.2.

La compacidad relativa de una arena se define como:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}}$$

donde: e_{\max} = Máxima relación de vacíos.

e_{\min} = Mínima relación de vacíos.

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

Esta característica del suelo es de suma importancia ya que como se mencionó con

anterioridad, el comportamiento mecánico de un suelo grueso está íntimamente ligado al acomodo entre sus partículas sólidas, incluso el ángulo de fricción interna, tan importante para el conocimiento de la resistencia de un suelo al esfuerzo cortante, se encuentra en función de la compacidad relativa.

El interés por relacionar los resultados de la prueba de penetración estándar con la compacidad de las arenas a sido un objetivo perseguido por diversos investigadores desde los inicios de la mecánica de suelos; Terzaghi y Peck (1948) propocionaron una correlación entre los factores señalados arriba, sin embargo no tomaron en cuenta la influencia de la sobrecarga del terreno existente antes de la ejecución de la prueba. En 1957 H.J. Gibbs y W.G Holtz realizaron un estudio para determinar la compacidad de una arena tomando en cuenta, entre otros factores, el efecto de la sobrecarga.

El estudio de Gibbs y Holtz se realizó en un tanque de acero de 3 ft. (915 mm) de diámetro interior y 4 ft. (1220 mm) de altura provisto de placas y resortes de carga que proporcionaban la sobrecarga en los suelos probados; éstos se colocaron en el depósito con una compacidad y humedad controladas y la prueba de penetración estándar se realizó en seis barrenos espaciados uniformemente alrededor del tanque.

Primeramente se realizó la prueba en arena gruesa variando el contenido de agua de 0 a 5% y la sobrecarga de 0 a 40 lb./sq.in. (0 a 700 kg/m²); posteriormente en arena fina se efectuó otra serie de pruebas con la misma variación en la sobrecarga y una humedad prácticamente nula.

Después de analizar y procesar los resultados obtenidos se encontraron una serie de curvas "Número de golpes - Compacidad relativa - Sobrecarga" para dos tipos de arena; y

posteriormente se realizó una comparación entre ambas series de curvas encontrándose que prácticamente eran las mismas por lo que se concluyó que éllas eran válidas para cualquier tipo de arena. Son las mostradas en las figuras 3.3 y 3.4.

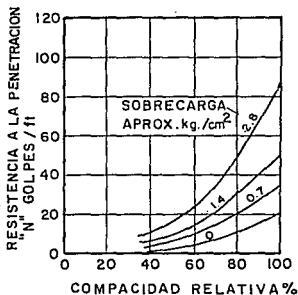


Fig. 3.3

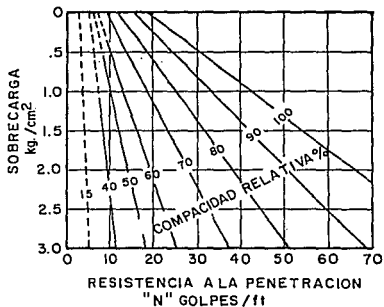


Fig. 3.4

Las curvas de la fig. 3.3 son las presentadas originalmente por Gibbs y Holtz, las de la fig. 3.4 son una presentación más práctica de los resultados de estos investigadores, hecha en 1960 por Coffman. La ventaja de las curvas señaladas en las figs. 3.3 y 3.4 sobre los valores de la tabla 3.2 es que son más representativas debido a que toman en cuenta el efecto de la sobrecarga.

Existen otros estudios que dan como resultado curvas que correlacionan la compacidad relativa de la arena con los resultados de la prueba de penetración estándar; sin

embargo, son criterios conservadores (Bazaraa 1967) que asignan valores inferiores a los normalmente encontrados en la práctica; o usados solo en algunos países solamente (Thornburn 1963) debido a diferencias importantes ya sea en cuanto al equipo utilizado o el método de ejecución.

Por otro lado, un factor que también se ha observado tiene influencia en el valor de la resistencia a la penetración estándar es la humedad del suelo, referida básicamente a la posición del nivel freático ya que, como es sabido, el suelo por debajo de este nivel se encontrará saturado.

En el estudio de Gibbs y Holtz se realizaron pruebas con arenas saturadas, encontrándose que existía una pequeña reducción en la resistencia a la penetración estándar para arenas gruesas y una reducción apreciable para arenas finas, esto es comprensible si se toma en cuenta que la resistencia al esfuerzo cortante en arenas se encuentra en función del ángulo de fricción interna (Φ) y de la presión efectiva ($\bar{\sigma}$) y que al encontrarse húmedo el material el ángulo (Φ) disminuye y al producirse el impacto se provoca un incremento en la presión del agua U_n la cual, en arenas finas, no se puede transferir rápidamente a las partículas sólidas y como la presión total (σ) se debe mantener constante y además:

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

$$\therefore \sigma = \bar{\sigma} + U_n$$

Al aumentar U_n , la presión efectiva ($\bar{\sigma}$) disminuye y por lo tanto también el valor de la resistencia del suelo. Sin embargo, se señala que es dudoso que las condiciones de laboratorio representen verdaderamente las condiciones naturales del nivel freático. Ante

esta situación se recomienda como prudente el uso de las curvas ya comentadas con anterioridad indicándose que se estará del lado de la seguridad.

Estudios de campo han señalado que la presencia de agua es de poca importancia en gravas y arenas gruesas pero no así en arenas finas o arenas con limos, es decir compactas, en las cuales se puede obtener un número excesivo de golpes "N", lo anterior se piensa es debido a que al hincar el muestreador la penetración es muy rápida y por las características de drenaje del suelo se restringe el movimiento del agua disminuyendo las presiones efectivas y la resistencia a la penetración, como se señaló en el párrafo anterior. No existe un estudio que señale adecuadamente la influencia que tiene el hecho de que la prueba se realice bajo el NAF sobre el valor "N"; diversos investigadores proponen correcciones al valor de la resistencia a la penetración por este hecho.

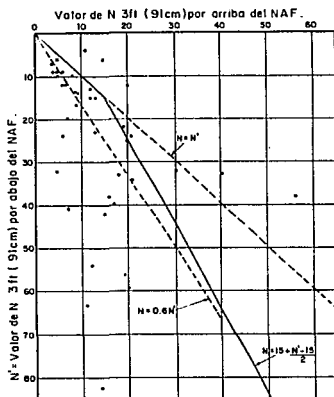
Así, Terzaghi y Peck sugieren que para arena sumergida muy fina o limosa con un valor N' mayor de 15, la compacidad relativa sea aproximadamente igual a la de una arena seca con un valor "N" igual a:

$$N = 15 + 0.5 (N' - 15)$$

Bazaraa por su parte indica que para este tipo de arenas si se localizan hasta a 3 ft. (914 mm) por encima del nivel freático el valor de "N" se debe incrementar por un factor de 1.8 y 1.3 para N=15 y N>15 respectivamente; y para arena fina o limosa que se encuentra por debajo del nivel freático la compacidad relativa para un valor N' se podría aproximar al valor de una arena seca con un número de golpes:

$$N = 0.6 N'$$

Se indica también que si $N' < 15$, la arena es mediana o gruesa o el suelo está seco, entonces $N' = "N"$. En la fig. 3.5. se muestran estos criterios; Sanglerat (1972) concluye que para $"N" < 15$ no parece deba hacerse ninguna corrección, si $"N" > 15$, y mientras no exista un criterio más adecuado, se utilice el criterio propuesto por Terzaghi y Peck.



Relación entre los valores de la prueba de penetración sobre y bajo el nivel freático para arena fina y arena limosa.

Fig. 3.5

También es posible el obtener una correlación entre el número de golpes "N" y la presión admisible como se indica en las gráficas de las figuras 3.6 y 3.7. En general, una

determinación aproximada de la presión admisible de la arena para el soporte de cimentaciones superficiales puede obtenerse de los datos de la prueba de penetración estándar y el uso de las cartas presentadas en las figuras mencionadas.

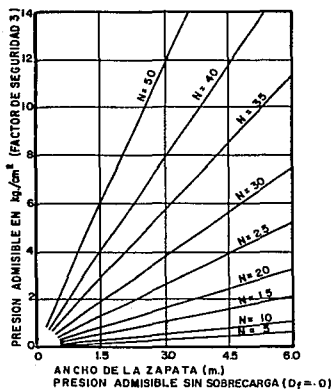


Fig. 3.6

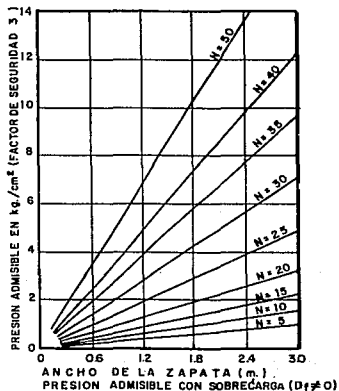


Fig. 3.7

La primera gráfica (fig. 3.6) proporciona la capacidad de carga admisible, expresada en kg/cm², o aproximadamente en ton/ft² o bar (1 ton/ft² = 1.07 bar) para una zapata de ancho B, en m., sin sobrecarga lateral o sea con profundidad de desplante D_f nula (D_f=0).

En la figura 3.7 se presenta el incremento en la capacidad de carga admisible con el incremento en los valores de la profundidad D_p , medida ésta en m. Las presiones admisibles en el suelo determinadas por medio de las gráficas anteriores consideran un factor de seguridad de 3.

El uso de estas figuras es aplicable si la profundidad a la que se encuentra el nivel freático es mayor que B, contada a partir del desplante de la zapata. Si el nivel freático se localiza sobre el desplante de la zapata las presiones admisibles deducidas de la fig.3.6 deben ser divididas por 2. Si el nivel freático se encuentra al mismo nivel de la profundidad D_p , las presiones admisibles obtenidas de la fig.3.7 también se deben dividir por 2.

Se debe señalar que la disminución en los valores de las presiones admisibles ante la presencia del agua tiene la siguiente explicación. Si se recuerda que para la determinación de la capacidad de carga en arenas se utiliza regularmente la expresión:

$$q_c = \gamma D_p N_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma$$

Donde: q_c = Capacidad de carga última del cimiento.

γ = Peso volumétrico de la arena.

D_p = Profundidad de desplante.

B = Ancho del cimiento.

N_γ y N_q = Factores que dependen del ángulo de fricción interna (Φ).

Cuando la arena se encuentra húmeda su ángulo de fricción interna disminuye por lo que N_q y N_γ también lo hacen y además el peso volumétrico a utilizar será el sumergido,

el cual resulta menor al de la arena en estado seco ($\gamma_{\text{sumergido}} = \gamma_{\text{saturado}} - \gamma_w$).

Para otras posiciones intermedias del nivel freático, se puede utilizar un coeficiente entre 1 y 2 el cual puede variar como una relación directa de la profundidad del nivel freático y las condiciones de borde descritas arriba.

Sin embargo, la capacidad de carga de un suelo tal como se ha considerado su determinación, no es la única condición a satisfacer sino que se debe tomar en cuenta el posible asentamiento del terreno considerando esa capacidad de carga tal que si resulta inconveniente para la seguridad y para la funcionalidad de la cimentación, habrá necesidad de disminuir la magnitud de la capacidad de carga previamente determinada. En los Estados Unidos es una costumbre el diseñar las zapatas para una presión admisible la cual puede causar un asentamiento no mayor de 1" (25.4 mm); este asentamiento, en arenas, es función del grado de compactación, o soltura de la misma y de la posición relativa del nivel freático.

En la fig. 3.8 se muestra una serie de curvas que relacionan la presión admisible de carga para un asentamiento no mayor de 1" (25.4 mm) como una función de "N". Así, para un valor de "N" y un valor dado del ancho B de la zapata proporcionado en m., se determina la presión en kg/cm² con la cual se producirá un asentamiento no mayor de 1" (25.4 mm). Si la posición del NAF se encuentra entre 0 y B a partir del nivel de desplante de la zapata, los valores se corregirán de acuerdo al criterio utilizado en las figs. 3.6 y 3.7.

Se debe notar que para arenas sueltas, la forma de la gráfica es sensiblemente constante a pesar de la posible variación en el ancho de la zapata y que por el contrario, en arenas compactas la presión necesaria para lograr el asentamiento estipulado se incrementa al disminuir el ancho de la zapata. Para explicar este hecho se puede utilizar la ecuación

siguiente:

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

Donde: ΔH = Asentamiento (cte. para este caso).

m_v = Factor utilizado para estratos compresibles y homogéneos de espesor pequeño.

Δp = Incremento de presión.

H = Espesor del estrato.

En este caso, para un cimiento de un ancho B_1 y otro de un ancho menor B_2 al aplicar una sobrecarga en B_1 se generará un bulbo de presiones que afectará a una profundidad del estrato H_1 , esta última profundidad será mayor a la afectada por el bulbo generado bajo la misma sobrecarga de presiones pero ahora para B_2 , de modo que si $H_1 > H_2$, m_v constante (por ser el mismo material) y ΔH se pretende hacer constante también entonces se puede establecer que:

$$\Delta H_1 = m_v \Delta p_1 H_1$$

$$\Delta H_2 = m_v \Delta p_2 H_2$$

Igualando ambas ecuaciones y despejando.

$$H_1 \Delta p_1 = H_2 \Delta p_2$$

Para que lo anterior se cumpla, es necesario que el incremento en la presión para el caso de B_2 sea mayor que para B_1 justificándose de este modo la forma de las gráficas.

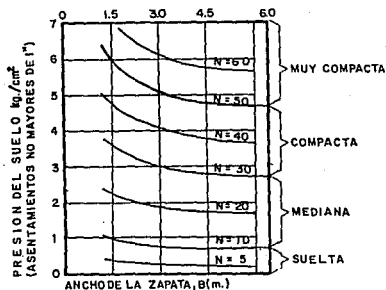


Fig. 3.8

Existe un fenómeno importante dentro de la mecánica de los suelos gruesos relacionado con la resistencia del suelo ante la acción de fuerzas dinámicas, principalmente impactos y sismos, y es el conocido como licuación. Por sí solo este es un fenómeno bastante complicado tanto para su estudio como su modelación y de algún modo se ha pensado en correlacionarlo con la prueba de penetración estándar; sin pretender ahondar demasiado sobre el fenómeno de la licuación se describe a continuación éste en una forma muy sencilla.

La licuación se puede definir simplemente como la pérdida, definitiva o temporal, de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, que se produce por cualesquiera de las siguientes causas.

- a) Disminución en la resistencia de los esfuerzos cortantes.

b) **Solicitud brusca extraordinaria sobre el terreno.(sismos e impactos)**

Los suelos susceptibles de licuarse son aquellos en los cuales el contacto entre los granos es comparativamente escaso por ejemplo arenas sueltas y saturadas, algunos loess y limos.

Para el caso de las arenas, que es el que se está estudiando, la segunda condición es crítica ya que en circunstancias normales es difícil que este tipo de suelo pueda variar sensiblemente el valor de sus esfuerzos admisibles.

De acuerdo a la conocida ley de Coulomb, la resistencia para un suelo friccionante se determina por:

$$S = (\sigma - U_a) \text{Tang } \phi = \bar{\sigma} \text{Tang } \phi$$

Donde: S = Resistencia al esfuerzo cortante.

Tang Φ = Angulo de fricción interna.

$\bar{\sigma}$ = Presión efectiva = $(\sigma - U_a)$

σ = Presión total.

U_a = Presión en el agua.

El fenómeno de la licuación es una situación dinámica provocada, por la generación de esfuerzos en muy corto tiempo. Así, al producirse una vibración suficientemente intensa en una arena suelta y saturada ésta sufre un incremento de presiones en el agua y dado que la presión total debe ser constante la presión efectiva disminuye y por consiguiente la resistencia del suelo también tiende a reducirse. Se debe hacer notar que, para este caso, se ha podido comprobar (Maslov 1958) la veracidad de la ley de Coulomb para una

aceleración máxima de la vibración de 0.2 g o menor (g = aceleración normal de la gravedad).

Es claro ahora, que para que el efecto de aumento de presiones en el agua tenga lugar se debe llegar a un determinado valor de ese incremento y por ende a una cierta magnitud de la aceleración, denominada aceleración crítica, y que por debajo de dicho valor las presiones del agua sufren un incremento tal que, a pesar que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se ve disminuida, las presiones efectivas del suelo no se reducen a tal grado que se produzca la falla. El valor de la aceleración crítica depende de:

- a) Las características de la arena, principalmente su compacidad ya que si ésta es mayor la aceleración crítica también crecerá.
- b) Amplitud y frecuencia de la vibración.
- c) Presión vertical efectiva en el nivel considerado, a mayor presión efectiva mayor aceleración crítica.

Kishida publicó en 1969 un artículo particularmente interesante sobre el fenómeno de la licuación, en éste se muestran valores de resistencia a la penetración estándar tomando en cuenta la profundidad e indica rangos de profundidad en los cuales la licuación fué evidente para diversos sismos en el Japón.

Para poder realizar una comparación fué necesario convertir la escala de sobrecargas a escala de profundidad tomándose un suelo de peso unitario seco de 1.68 ton/m^3 , la profundidad del nivel freático se estimó en general a menos de 2.0 m encontrándose que el peso unitario de la arena saturada fué de 2.05 ton/m^3 , restando al peso saturado 1.0 ton/m^3 correspondientes al peso unitario del agua se encontró un peso unitario efectivo sumergido

de 1.05 ton/m³. Los cinco casos estudiados por Kishida se presentan en las figs. 3.8 a 3.12.

En la fig.3.8 se presentan los datos para un depósito profundo de arena fina en "Ginan west primary school" en la cual se reportó licuación a una profundidad de cerca de 16.5m, se puede observar en la figura mencionada que la compacidad relativa era menor de 70%, generalmente entre 50 y 60%.

En "Komei Town" (fig.3.9) la licuación se reportó para una profundidad de cerca de 7.0 metros. Para esta profundidad la arena limosa mediana con grava, mostró compacidades menores del 60%.

Los datos proporcionados por Kishida para "Meiko Street" (fig.3.10) indican que de 0 a 5 metros se tiene un estrato de arena fina limosa con resistencia a la penetración estándar muy baja, de 5 a 10 metros de profundidad aparece una arcilla limosa también de baja resistencia y el resto del material es una arena cuya compacidad relativa fué superior al 70%, la licuación se produjo en el estrato de arena fina limosa solamente, a pesar de que la arcilla era igualmente de baja resistencia.

En la fig.3.11 "Takaya Town" la licuación ocurrió a una profundidad de 13 m para una arena de fina a mediana. Los 5 metros superiores mostraron una resistencia a la penetración estándar baja, indicando menos del 70% de la compacidad relativa; en este caso particular una buena porción de la zona licuada poseía valores de compacidad relativa del 70 al 80%. De 13 a 20 m de profundidad el suelo poseía una gran cantidad de limos y no se licuó aunque su resistencia era baja, sin embargo un estrato entre 20 y 22 metros de profundidad de arena fina a mediana con baja resistencia se reportó como involucrado en este fenómeno.

Finalmente, la fig.3.12 utilizada para "Shonenji Temple" mostró dos zonas de licuación a profundidades distintas pero ambas con baja resistencia a la penetración estándar mientras que el resto del material que conformaba al suelo indicó valores altos de la resistencia a la penetración estándar. Este ejemplo es particularmente significativo para mostrar los efectos de la compacidad relativa en la licuación.

De los ejemplos anteriores se concluye, razonablemente, que el valor del 70% en la compacidad relativa de una arena se puede señalar como el límite por debajo del cual existen mayores posibilidades de licuación; éste valor ha sido tomado como control por el U.S. Bureau of Reclamation para cimentaciones sobre arenas, y en el caso de estructuras de gran importancia, dependiendo de la probabilidad de ocurrencia de un sismo y de la intensidad probable de éste, la compacidad relativa se especifica entre el 80 y 85% comprobándose así que los suelos mas sueltos tienen mayor posibilidad de licuarse.

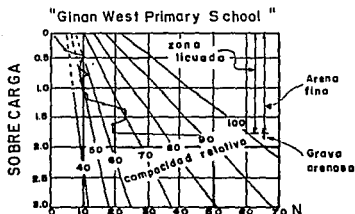


Fig 3.8

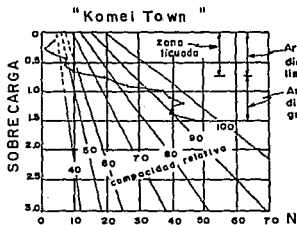


Fig 3.9

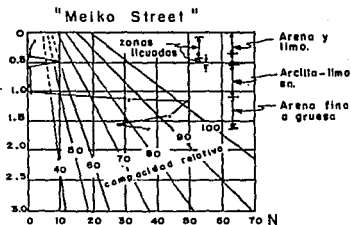


Fig 3.10

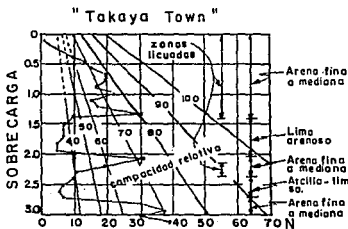


Fig 3.11

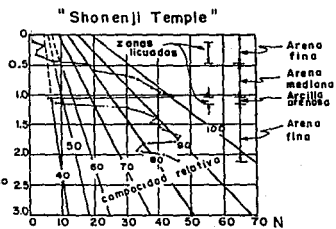
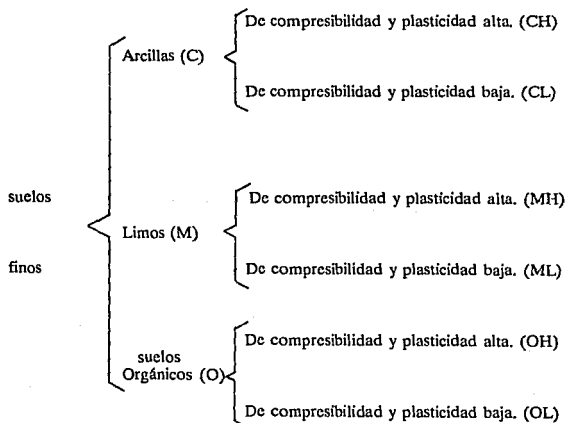


Fig 3.12

CAPITULO IV.- LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR EN SUELOS FINOS.

El segundo gran grupo en que se clasifican actualmente los suelos es el de los llamados suelos finos, cuyas características se mencionaron en el capítulo anterior, y en los cuales el tamaño de las partículas sólidas que los forman es inferior a 0.074 mm (malla 200). Como en el caso de los suelos gruesos los suelos finos se subdividen en tres grandes grupos que son: las arcillas, los limos y los suelos orgánicos; y a su vez en cada uno de ellos se tienen dos clases en función de su plasticidad y su compresibilidad obteniéndose la clasificación siguiente:



En este cuadro las letras entre paréntesis indican la nomenclatura del suelo dentro

del SUCS, ya mencionado anteriormente.

Es bien conocido, por otra parte, que los suelos orgánicos se encuentran dentro de los límites correspondientes a los limos y más aún, que la subdivisión de suelos orgánicos de alta compresibilidad y alta plasticidad (OH) y de baja compresibilidad y baja plasticidad (OL) corresponden respectivamente con sus similares de limos; sin embargo los suelos orgánicos en general no son útiles para los propósitos ingenieriles por lo cual no son tomados en cuenta dentro de este trabajo.

Como se indicó en el capítulo III, el comportamiento mecánico de los suelos finos no depende del tamaño de sus partículas sólidas sino desde un cierto punto de vista, de su estructura interna y de su contenido de agua y es ésta última característica la que se utiliza en la práctica para poder distinguir un limo de una arcilla.

En efecto, la clasificación de un suelo fino en el laboratorio se lleva a cabo mediante la ubicación de éste dentro de la carta de plasticidad; y esta ubicación se logra principalmente con la obtención del límite líquido y del límite plástico del suelo fino, dichos límites se obtienen sobre muestras de suelo remoldeadas, es decir en donde su estructura interna ha sido destruida.

Ahora bien, se observa en la carta de plasticidad (tabla 3.1) que la ubicación de un punto se definirá por el límite líquido y por el índice plástico, definiendose este último de la siguiente manera.

$$I_p = LL - LP$$

Donde: I_p = Índice plástico.

LL = Límite líquido.

LP = Límite plástico.

Estos límites son contenidos de agua que constituyen las fronteras que determinan la variación de la humedad de los suelos finos remoldeados en el que su comportamiento es plástico; y se decidió mencionarlos de manera introductoria tanto por su importancia como por su aparición en las páginas siguientes.

El uso de la prueba de penetración estándar en los suelos finos es más discutible que en los suelos gruesos, no tanto por problemas o dificultad de ejecución o por la representatividad del material extraído sino por el hecho de que al introducirse el muestreador éste va destruyendo la estructura del suelo y como esta estructura es uno de los factores que afectan el comportamiento mecánico del suelo se duda que la prueba de penetración estándar pueda ser un índice confiable del comportamiento mencionado.

No obstante lo que se señala en el párrafo anterior, la prueba se realiza con cierta frecuencia en los suelos finos y de los resultados arrojados por la prueba de penetración estándar correlacionándolos con algunas características de ellos se ha llegado a la siguiente tabla.

Resistencia a la compresión en suelos finos basada en los resultados de la Prueba de Penetración Estándar.		
Número de golpes "N"	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada q_u (kg/cm ²)
2 <	Muy blanda.	0.25 <
2 - 4	Blanda.	0.25 - 0.50
4 - 8	Medianamente consistente.	0.50 - 1.00
8 - 15	Consistente.	1.00 - 2.00
15 - 30	Muy consistente.	2.00 - 4.00
30 >	Dura	4.00 - 8.00

El uso de la tabla anterior es muy sencillo ya que dependiendo del número de golpes que se obtenga de la prueba de penetración estándar se obtiene la resistencia a la compresión no confinada del suelo. Es de interés el hacer notar que en este caso el valor de q_u es aproximadamente igual a $N/8$ ($q_u = 0.125 N$); lo anterior pone de manifiesto que esta correlación solo se debe tomar como una aproximación tosca ya que como se señaló anteriormente la prueba de penetración estándar modifica la estructura interna del suelo y q_u es medida en muestras inalteradas.

Cuando se utiliza la prueba de penetración estándar en arcillas duras suele ocurrir lo mismo que en el caso de rocas suaves en las cuales la penetración es muy difícil, Stroud (1974) realizó un estudio para este tipo de material y concluyó que para los propósitos ingenieriles de diseño el esfuerzo cortante se debe determinar tomando en cuenta los efectos del debilitamiento producidos por el sistema de discontinuidades en arcillas duras.

Algunas pruebas en la arcilla fisurada de Londres indican que el esfuerzo cortante puede ser la mitad o una cuarta parte del esfuerzo cortante del material sin fisuras y que se debe probar un volumen del material suficientemente grande para reflejar los efectos del debilitamiento por el sistema de discontinuidades, es decir que en arcillas duras aún cuando la prueba arroje un valor alto de resistencia a la penetración estándar éste se debe tomar con precaución si no existen suficientes pruebas que lo respalden.

El mismo Stroud proporciona una relación empírica la cual, como una primera aproximación da la resistencia al esfuerzo cortante como una función de la resistencia a la penetración estándar.

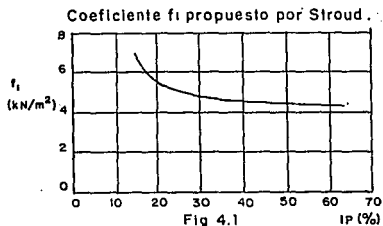
$$C = f_1 \times N$$

Donde: C= Resistencia al esfuerzo cortante.

f_1 = Factor que depende del valor
del índice plástico.

N= Resistencia a la penetración
estándar (Número de golpes).

f_1 se encuentra de la figura 4.1.



Dentro del gran número de pruebas a las que se refiere Stroud, para el desarrollo de su relación empírica se tiene que en materiales duros, en donde la penetración completa no fue conseguida, la prueba se interrumpió a los 100 golpes anotándose la penetración conseguida y se extrapoló en forma lineal a fin de calcular el número de golpes que corresponden a la penetración estándar (305 mm).

Después de analizar y procesar la información de más de 100 proyectos geotécnicos en Irán, de los cuales alrededor de 60 fueron llevados a cabo en arcillas o arcillas-limosas L. Behpoor y A. Ghahramani encontraron algunas correlaciones entre el número de golpes

"N" de la prueba de penetración estándar y la resistencia a la compresión no confinada (q_u) así como su relación con el módulo de elasticidad del suelo fino.

Debido a la abundancia de proyectos en arcilla y arcillas-limosas y al punto de vista pesimista predominante sobre la aplicabilidad de la prueba de penetración estándar en suelos de comportamiento cohesivo, los datos seleccionados para el estudio fueron los encontrados en suelos clasificados de acuerdo al SUCS. como "CL" o "CL-ML".

Además de la prueba de penetración estándar se realizaron otra serie de pruebas cuyos resultados se utilizaron para el establecimiento de las correlaciones ya mencionadas y dichas pruebas fueron:

1.- Pruebas de clasificación de suelos incluyendo análisis de tamíz, análisis de hidrómetro y límites de Atterberg.

2.- Pruebas en condiciones naturales del suelo como son: determinación del contenido natural de agua, densidad "in situ", densidad en seco y peso específico del suelo.

3.- Pruebas de resistencia del suelo incluyendo:

a) Determinación de la resistencia, en campo, a la compresión no confinada (q_{unf}) en las muestras obtenidas en la prueba a diversas profundidades. (De las gráficas obtenidas, se calcularon los correspondientes módulos de elasticidad de campo, E_f)

b) A profundidades seleccionadas se extrajeron muestras inalteradas mediante el empleo de tubo de pared delgada (tubo Shelby) y de éstas se obtuvo en el laboratorio la resistencia no confinada (q_{unf}) y su correspondiente módulo de elasticidad (E_f).

c) Resistencia no confinada y su correspondiente módulo de elasticidad en algunas muestras remoldeadas.

4.- Pruebas de consolidación cuando fueron necesarias.

5.- Otras pruebas complementarias cuando fueron necesarias.

Para el análisis se seleccionaron los siguientes parámetros, límite líquido e índice plástico, número de golpes "N" de la prueba de penetración estándar, resistencia a la compresión no confinada de campo y de laboratorio (q_{ur} y q_{lab} respectivamente) y también los valores del módulo de elasticidad correspondientes en cada caso (E_t y E_l).

Para la obtención de los diagramas que proporcionan la correlación entre los resultados de la prueba de penetración estándar y el valor de los parámetros seleccionados, el valor del número de golpes "N" se dividió en dos rangos, uno que abarcó todos los valores obtenidos y otro que solo incluyó los casos en que el valor de "N" resultó menor de 25. Las mejores correlaciones fueron encontradas para valores de "N" menores de 25. En estas condiciones se seleccionaron cinco diagramas que relacionan a "N" con q_{ur} , q_{lab} , E_t , E_l y a q_{ur} con E_t .

Las correlaciones mencionadas se presentan en las figuras 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6 en ellas se observa una línea que indica la regresión lineal entre las variables, dos líneas discontinuas que encierran al 90% de los datos obtenidos y el número de datos con los que se obtuvo la figura.

De la cuatro primeras figs. 4.2 a 4.5 se puede observar que los resultados de campo (muestras alteradas) y los de laboratorio (muestras inalteradas) no tienen diferencias significativas en magnitud, lo cual indica que probablemente el muestreador de pared delgada hincado por impacto no proporciona muestras tan inalteradas como se tenía concebido y si no se puede obtener un muestreo verdaderamente inalterado los resultados de campo para el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión simple obtenidas con base en los resultados de la penetración estándar poseen la misma credibilidad que los

obtenidos en el laboratorio.

De este modo, utilizando los resultados mostrados en las figuras se pueden recomendar para propósitos de diseño las siguientes fórmulas empíricas para resistencia a la compresión simple y módulo de elasticidad.

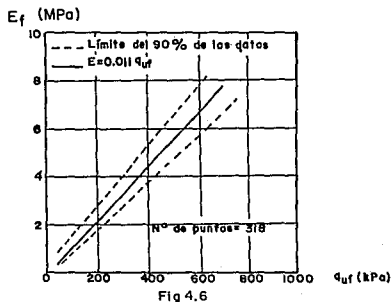
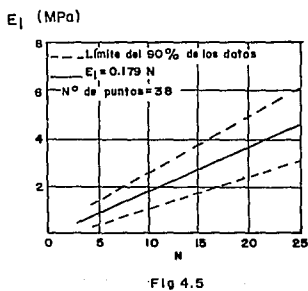
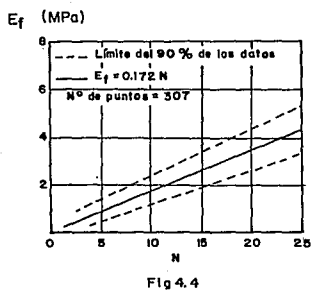
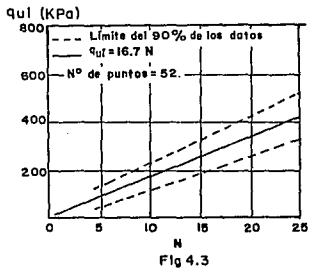
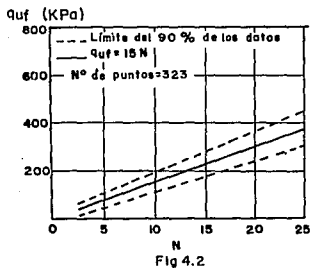
$$q_u(kPa) = 15(N) \text{-----} N < 25$$

$$E(MPa) = 0.17(N) \text{-----} N < 25$$

La fórmula para la resistencia a la compresión simple se compara favorablemente con los valores proporcionados por Terzaghi y Peck (1967) y por Stroud (1974).

Los resultados propuestos por Stroud (1974) y Stroud y Butler (1975) para obtener E a partir de "N" son en general mayores que aquellos que se obtienen a partir de la correlación empírica proporcionada por Behpoor y Ghahramani. Esto puede ser debido a que el estudio de estos últimos autores solo se toman los valores de "N" menores de 25 mientras que los valores del módulo de elasticidad para un rango completo muestran valores mayores por esta razón se debe tomar muy en cuenta el límite de aplicación de esta expresión.

Se puede concluir, a la vista de los resultados, que para arcillas y arcillas-limosas la prueba de penetración estándar proporciona valores aceptables tanto para la predicción del módulo de elasticidad como de la resistencia a la compresión simple, al menos cuando el valor de la resistencia a la penetración estándar es menor de 25, utilizándose para su evaluación las expresiones señaladas en los párrafos anteriores, poniéndose de manifiesto



que no es aplicable el punto de vista comunmente aceptado que indica que el uso de la prueba de penetración estándar no es una garantía al aplicarse a los suelos de comportamiento cohesivo.

Un estudio interesante es el realizado por A.X.Tavares (1988) en el cual se propone una expresión que relacione a la capacidad de carga para una zapata de cimentación apoyada en una arcilla con los valores "N" de la prueba de penetración estándar. Este trabajo se realizó en la arcilla de la región de Guabirota localizada cerca de la ciudad de Curitiba, en el sur de Brasil.

El suelo de Guabirota es una arcilla-limosa preconsolidada con contenido de arena fina. Algunas propiedades de ese suelo se muestran a continuación:

Propiedad Índice.	Valor
Contenido natural de agua.	18% - 40%
Límite líquido.	61% - 87%
Límite plástico.	23% - 45%
Índice plástico.	38% - 40%
Fracción de arcilla.	50%
Peso unitario.	1.9 ton/m ³
Presión de preconsolidación.	30.6 - 102.0 (ton/m ²)
Resistencia a la compresión simple.	71.3 - 40.8 (ton/m ²)

La capacidad de carga última para una zapata en arcilla esta dada por la fórmula:

$$q_u = c_u N_c + \gamma D_f \text{-----(1)}$$

Donde : q_u = Capacidad de carga última.

C_u = Esfuerzo resistente al cortante (no drenado)

N_c = Factor de capacidad de carga.

γ = Peso unitario del suelo.

D_f = Profundidad de desplante.

Los factores de capacidad de carga fueron determinados por medio de la prueba de placa, el valor de N_c para una zapata circular en la superficie de la arcilla fué de 6.9 y se incrementó hasta un valor de 9 con el aumento de la relación D_f/B (donde B es equivalente al diámetro de la zapata) este último valor coincide con el propuesto por Skempton (1951). Los valores de N_c para zapatas circulares son los siguientes.

Relación Prof./Ancho D_f/B	N_c
0	6.9
1	7.7
2	8.3
4	9.0

Basándose en datos experimentales se sugiere que la capacidad de carga última de una zapata rectangular a una profundidad D_f para el caso de esta arcilla esté dada por la inserción de los factores de forma y profundidad en la ecuación (1), obteniéndose así:

$$q_u = C_u N_c \lambda_c d_c \text{-----}(2)$$

Donde: λ_c = Factor de forma.

d_c = Factor de profundidad.

Los autores sugieren que para la arcilla de Guabiro tuba los factores anteriores se estimen mediante las siguientes expresiones.

$$\lambda_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.1 \frac{D_f}{B}$$

Siendo B el ancho de la zapata y L su longitud.

Los mismos autores indican que las fórmulas para λ_c y d_c son aplicables solo si $D_f/B \leq 2$. N_c en la última ecuación escrita es el factor de capacidad de carga de Terzaghi para una zapata continua el cual es de 5.7 (Terzaghi 1943). Se puede usar un factor de seguridad de 3 contra la falla por capacidad de carga para obtener la presión neta permisible en el suelo.

El esfuerzo cortante resistente de la arcilla de Guabiro tuba se determinó por medio de pruebas triaxiales no drenadas y pruebas de placa no confinadas; las pruebas de placa arrojaron el esfuerzo cortante resistente (no drenado) mediante el uso de la ecuación (1) en la cual N_c es el factor de capacidad de carga tabulado anteriormente.

Para obtener la correlación entre el esfuerzo cortante resistente (no drenado) y el valor "N" de la prueba de penetración estándar, éste último se dividió en cuatro grupos, los cuales se presentan en seguida.

Características de la arcilla de Guabiro tuba y su relación con el valor "N"				
Valor de "N"	Esfuerzo cortante resistente (no drenado) en kPa.	Rango de "N" para la aplicabilidad de las capacidades.	Capacidad última. (kPa.)	Capacidad admisible. (kPa)
< 10	$C_u = 8N$	< 10	$q_u = 45.6 N \lambda_c d_c$	$q_a = 15.20 N \lambda_c d_c$
10 - 20	$C_u = 7N$	11 - 20	$q_u = 39.9 N \lambda_c d_c$	$q_a = 13.30 N \lambda_c d_c$
20 - 30	$C_u = 6N$	23 - 30	$q_u = 34.2 N \lambda_c d_c$	$q_a = 11.40 N \lambda_c d_c$
30 - 40	$C_u = 5N$	32 - 40	$q_u = 28.5 N \lambda_c d_c$	$q_a = 9.50 N \lambda_c d_c$

Las figuras 4.7, 4.8, 4.9 y 4.10 muestran la correlación encontrada entre el esfuerzo cortante resistente no drenado y la resistencia a la penetración estándar. Al sustituir el valor de las correlaciones encontradas en la ecuación (2) se obtienen las expresiones para la capacidad de carga última y dividiendo estas expresiones por un factor de seguridad de 3 se obtiene la presión admisible del suelo, todo ello presentado en la tabla que precede a éste párrafo.

Para comprobar la validez o falsedad de ésta teoría se realizaron comparaciones entre los valores de la capacidad última medida y los valores estimados para zapatas superficiales en la arcilla de Guabiro tuba, obteniéndose los siguientes resultados.

Forma de la zapata.	B (m)	L (m)	B/L	D/B	N	Capacidad de carga.		Relación cap. medida/cap. estimada.
						Última. (kPa)	Medida. (kPa)	
Circular.	0.30	0.30	1.0	2.0	39	1600	1719	1.12
Circular.	0.60	0.60	1.0	2.0	25	1231	1550	1.26
Circular.	0.30	0.30	1.0	1.0	12	632	1390	2.20
Cuadrada.	0.30	0.30	1.0	2.0	18	1034	1370	1.32
Cuadrada.	1.00	1.00	1.0	1.0	14	737	1098	1.49
Rectangular.	0.60	1.20	0.5	2.0	35	1317	1510	1.15

De la observación de los valores indicados se nota que la capacidad última estimada de las zapatas se encuentra aproximadamente de acuerdo a la medida para el caso de arcilla dura ya que aquí la diferencia entre ambos valores es de menos del 30%; cuando el valor de "N" es menor de 15, la diferencia entre el valor medido y el estimado se incrementa y puede llegar a ser mayor del 100%, es decir que la diferencia aumenta cuando la consistencia de la arcilla disminuye.

Se puede decir, en resumen, que este estudio proporciona valores razonables para la capacidad de carga de una zapata en arcillas duras solamente y que para poder aplicar dicho criterio en una forma más global sería necesario el realizar estudios en diferentes tipos de arcillas y distintos lugares, ya que el ejemplo presentado es un caso particular

dudosamente aplicable a las arcillas de otras regiones.

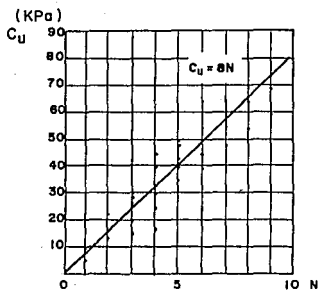


Fig 4.7

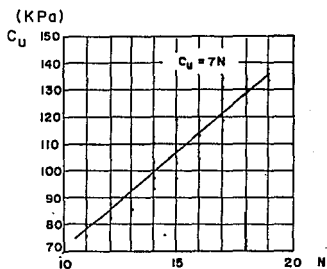


Fig 4.8

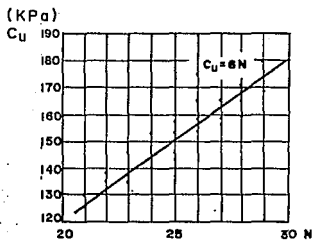


Fig 4.9

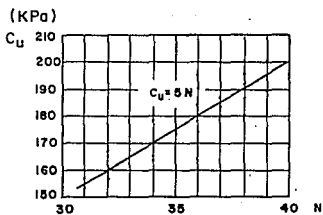


Fig 4.10

Hasta este momento solo se ha tratado a la prueba de penetración estándar como una prueba cuyos resultados se pueden relacionar con algunas características tanto físicas como mecánicas del suelo sin embargo, uno de sus objetivos principales es el proporcionar una muestra de suelo; la cual, si bien se encuentra remoldeada, es fundamental para establecer el perfil estratigráfico del terreno el cual también es de gran ayuda para formarse un juicio sobre las condiciones reales del material que forma al suelo en cuestión.

En la parte final de este trabajo se presenta un informe con los datos obtenidos en el campo al realizar la prueba de penetración estándar y un perfil del terreno deducido a partir de las muestras extraídas en dicha ejecución y analizadas en el laboratorio.

CAPITULO V. PROPUESTA DE CORRECCION A LOS RESULTADOS DE LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR POR PERDIDA DE ENERGIA.

El génesis de la prueba de penetración estándar es el obtener una muestra de suelo y el valor de la resistencia que a la penetración del muestreador estándar presenta el terreno. Para que fuera posible el evaluar correctamente la magnitud de la resistencia a la penetración estándar se debería entregar siempre la misma energía al muestreador, hecho que nunca ocurre en la realidad ya que, aunque la altura de caída y el peso del martillo son en la gran mayoría de los casos los especificados en este trabajo, ésta sufre variaciones importantes tanto por la fricción generada entre los elementos que forman el sistema de caída incluyendo la tubería de hincado, como por la eficiencia de todos estos elementos en transferir la energía al muestreador e incluso la capacidad de absorción que posean.

La energía teórica en caída libre para un peso estándar de 140 lb.(63.5 kg.) y una altura de caída del martillo de 30"(76.4 cm) quedaría definida por:

$$E = \frac{1}{2} w v^2 = W h = 48.5 \text{ kgm.}$$

Siendo v la velocidad teórica, en caída libre, del martillo justo antes del impacto y con un valor de 3.87 m/s; como ya se dijo, parte de la energía se pierde al operar el sistema de soldado por lo que se puede establecer que la energía cinética entregada por el martillo justo antes del impacto es:

$$E_v = e_1 E \quad \text{donde: } E_v = \text{Energía cinética entregada.}$$

$$E = \text{Energía cinética teórica.}$$

$$e_1 = \text{Eficiencia del sistema de soldado.}$$

e_1 es función del procedimiento de soltado del martillo y de la fricción entre el martillo y la barra. Kovacs (1978), Kovacs y Salomone (1982) y Oh-Oka (1984) midieron velocidades de impacto para varios métodos de soltado del martillo. Basándose en estos estudios se determinaron valores típicos de e_1 que se muestran en la figura 5.1. Se debe notar que incluso los supuestos métodos de caída libre no proporcionan la energía cinética teórica, probablemente debido a la fricción entre el martillo y la barra.

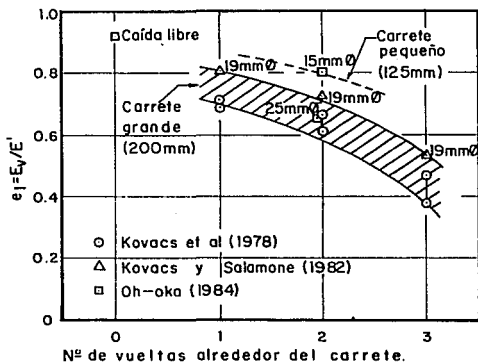


Fig 5.1

Ahora, el martillo no golpea nunca al muestreador sino que choca contra un yunque de golpeo el cual transferirá la energía recibida del martillo a las barras conectadas a él; la forma del martillo así como la forma y peso del yunque son de importancia vital, ya que al producirse el choque entre estos dos cuerpos se pierde también algo de la energía.

De lo anterior se puede definir que la energía entregada actualmente a las barras es:

$$E_i = e_2 E_v = e_1 e_2 E = ER_1 E$$

Donde $ER_1 = e_1$, e_2 y e_3 es la eficiencia del sistema martillo - yunque en la transferencia de la energía hacia las barras la cual depende fuertemente del peso del yunque; en el siguiente cuadro se presenta una comparación entre el peso del yunque y la eficiencia del choque entre los elementos citados, basándose en los estudios realizados por Schmertmann (1978) y Skempton (1986).

Martillo	Yunque	Eficiencia (e_2)
"Donut"	Pequeño (2.0 kg)	0.85
	Grande (12.0 kg)	0.70
"Pilcon"	Grande (19.0 kg)	0.65
"Safety"	Pequeño (2.5 kg)	0.90

Existe un tercer factor que afecta a la energía entregada al muestreador y es la reflexión de energía en las barras de hincado lo cual trae como consecuencia que la energía que recibe el muestreador, E_n , quede definida por:

$$E_n = e_3 E_i = e_1 e_2 e_3 E$$

Donde e_3 es la eficiencia de transferencia de energía de las barras la cual depende de la rigidez de ellas o sea de su longitud, de las dimensiones de su sección recta y del tipo de material que las constituyen. Este efecto ha sido estudiado por Schmertmann y Palacios

(1979) y con base en los resultados obtenidos, Skempton (1986) determina valores que varían de 0.75 a 1.0.

Tomando en cuenta todo lo anterior K. Tokimatsu (Instituto de tecnología de Tokio) ha llegado a considerar como un promedio mundial una relación de energía entregada al muestreador del 60%, si se toma este porcentaje como punto de referencia entonces K. Tokimatsu recomienda se deba buscar ya sea el seleccionar una combinación de aparatos y procedimientos que produzcan una relación de energía del 60% o el corregir los valores de N encontrados con cualquiera de los equipos de penetración estándar usuales, refiriéndolos a aquellos obtenidos con un valor promedio en la relación de energía del 60%, usando la siguiente ecuación:

$$N_{60} = \left(\frac{ER_m}{60}\right) N_m$$

Donde: N_m = Número de golpes medidos.

ER_m = Relación de energía (%) liberada por las barras.

Ahora bien, la gran mayoría de los estudios presentados se basan en la observación de numerosos ensayos y en los resultados obtenidos de éstos los cuales se ordenan, se clasifican y posteriormente se presentan como correlaciones, recomendaciones o fórmulas, es decir se utiliza un criterio semi-empírico.

Las correcciones debidas al efecto de la pérdida de energía poseen el inconveniente de que, del modo en que se plantean, se permite el uso de diferentes métodos de soltado, yunques de golpeo y tipos de martillos, secciones de las barras de hincado y en general el

ESTA TESIS
SALIR DE LA
NO DEBE
RIBI...

uso de cualquier equipo. Lo cual trae como consecuencia que la prueba de penetración estándar siga sin ser verdaderamente estandarizada.

Se piensa, como una solución más aceptable, que se elija un solo equipo y con éste se realice un nuevo estudio el cual arrojará un solo resultado para la corrección por pérdida de energía el que solamente dependerá de la profundidad a la que se ejecute la prueba. De este modo, el equipo utilizado en dicho estudio se puede proponer como estándar y el estudio de la corrección por pérdida de energía será más confiable.

CAPITULO VI.- CONCLUSIONES.

Con base en lo expresado en el presente trabajo se pueden realizar los siguientes comentarios:

a) El método exploratorio conocido como "PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR", con todo rigor no debería de denominarse "estándar" ya que, como se señala en el capítulo II, la ejecución de la prueba de un país a otro sufre diversas variaciones que pueden ir desde detalles tan importantes como son: las diferencias en las medidas de la sección transversal recta del muestreador, el peso del martillo de hincado o la altura de caída desde la cual se suelta éste; hasta otros detalles que no se juzgan de gran importancia pero que se ha demostrado influyen en los resultados que se obtienen de la prueba de penetración estándar y que pueden ser entre otros, el tipo de barras que se utilice para ejecutar la prueba, la forma y peso del yunque de golpeo, el sistema general de soltado, etc.

b) La prueba de penetración estándar se encuentra clasificada entre las de exploración preliminar, es decir, sus resultados son toscos y proporcionan una idea burda de las características mecánicas del suelo, principalmente de la resistencia al esfuerzo cortante de éste, además mediante élla se obtiene una muestra de suelo alterada, a partir de la cual se puede conocer, mediante pruebas de laboratorio, algunas propiedades índice del suelo. Más aún, ésta es la forma en que se concibió a la prueba de penetración estándar; sin embargo, los resultados que de ella se obtienen son tomados con frecuencia como datos definitivos que se utilizan como base para la realización de los proyectos ejecutivos.

Con lo anterior no se quiere decir que el tomar los resultados de la prueba de penetración estándar como datos definitivos de proyecto y diseño sea del todo inadecuado

ya que como ha quedado asentado en los capítulos anteriores de esta tesis, se han generado, en diversas partes del mundo, investigaciones con el fin de encontrar correlaciones entre tales resultados y los valores de las propiedades mecánicas de los suelos en los cuales se realiza la prueba; sin embargo, para poder utilizar tales correlaciones es necesario que se conozca en forma muy clara las condiciones particulares en que se llevaron a cabo las investigaciones y asegurarse de que dichas condiciones son congruentes para el caso de la obra ingenieril en la cual se pretendan aplicar. Por otra parte es conveniente hacer notar que, al menos en los casos presentados en este trabajo, las correlaciones reseñadas poseen la característica común de que los valores determinados con ellas son menores a los que se presentan en la realidad; es decir, que se encuentran del lado de la seguridad. Por consiguiente, al aplicarse en el proyecto y diseño los resultados de tales correlaciones y debido al hecho ya mencionado de estar del lado de la seguridad, las obras pueden resultar seguras en exceso lo que a su vez implica un incremento en el costo de la misma.

Puesto que la misión del ingeniero es generar obras que simultáneamente sean seguras, funcionales y económicas, habrá que determinar en cada caso, que resulta más adecuado si apoyarse en los resultados obtenidos de la prueba de penetración estándar, o en aquellos resultantes de pruebas que, en principio, se considera representan mejor a la realidad y que por ende, en general, son más costosas.

c) Se ha realizado un esfuerzo importante en tratar de estandarizar verdaderamente tanto a los elementos como al método de ejecución de la prueba de penetración estándar estableciendo comités con la tarea de sentar las bases para una posible estandarización (Londres 1957, París 1961, Montreal 1965), si bien estos comités han realizado numerosos estudios y proporcionado recomendaciones e incluso normas para la ejecución de la prueba

de penetración estándar, dicha estandarización no se ha logrado conseguir; en nuestro país se utiliza la norma ASTM-1586-64T. la cual aparentemente es la más empleada, sin embargo aun así esta norma se debería modificar para tomar en cuenta factores cuya influencia hasta ahora no se ha considerado, lo que conduce necesariamente a realizar más investigación.

d) Diversos comités, así como varios autores, señalan la posibilidad de comparar los resultados de la "prueba de penetración estándar" realizada con un procedimiento y equipo determinado con la prueba de "penetración estándar" ejecutada con otro procedimiento y equipo diferentes; sin embargo, esta comparación no resulta tan sencilla debido a que son muchas las características del equipo que influyen en los resultados de la prueba (dimensiones, secciones, peso, etc.) y es difícil tomar en cuenta, simultáneamente, a todas ellas para desarrollar una expresión que relacione ambos métodos.

Se sugiere que en el ejercicio de la ingeniería se utilice el equipo que cumpla con las especificaciones correspondientes a la norma vigente y, lógicamente, a las correlaciones que se tengan; pero, en el caso excepcional de que se tenga que utilizar un equipo de características diferentes a las especificadas, el ingeniero deberá razonar sobre el efecto que estas diferencias tendrán en los resultados; haciéndolos más seguros o más inseguros y deberá valuarlos en forma cualitativa ya que las correlaciones directas entre los dos posibles métodos resultarían dudosas de acuerdo a lo expresado en el párrafo anterior.

e) Pensando en que el equipo y método de ejecución de la prueba de penetración estándar se ajustan a los descritos en este trabajo, se puede señalar que para el caso de los suelos gruesos formados principalmente por arena, el uso de la penetración estándar es adecuado e incluso recomendable ya que éste representa un método de obtención de muestras, rápido y económico, además de que los resultados obtenidos son altamente

confiables, no obstante se debe tener en cuenta que la ejecución debe ser cuidadosa y que los factores como el nivel freático y la profundidad de ejecución se deben tomar en cuenta para la interpretación de los resultados. Se debe señalar sin embargo que en suelos poco compactos (arenas muy sueltas) la recuperación de muestras, aun con el uso de canastillas, es difícil y en muchos casos nula.

Si se desea emplear las gráficas que relacionan la capacidad de carga del terreno con el número de golpes "N" o a los asentamientos con dicho número, es necesario tomar en cuenta que los valores se ven afectados por la presencia del nivel freático y que al utilizarlas se debe realizar una corrección por este concepto.

El uso de la prueba de penetración estándar en gravas es poco frecuente ya que el hincado del muestreador es difícil y constantemente se ve dañado, además de que la representatividad de los resultados de la prueba en este material es prácticamente nula por lo que se recomienda el uso de algún otro método exploratorio.

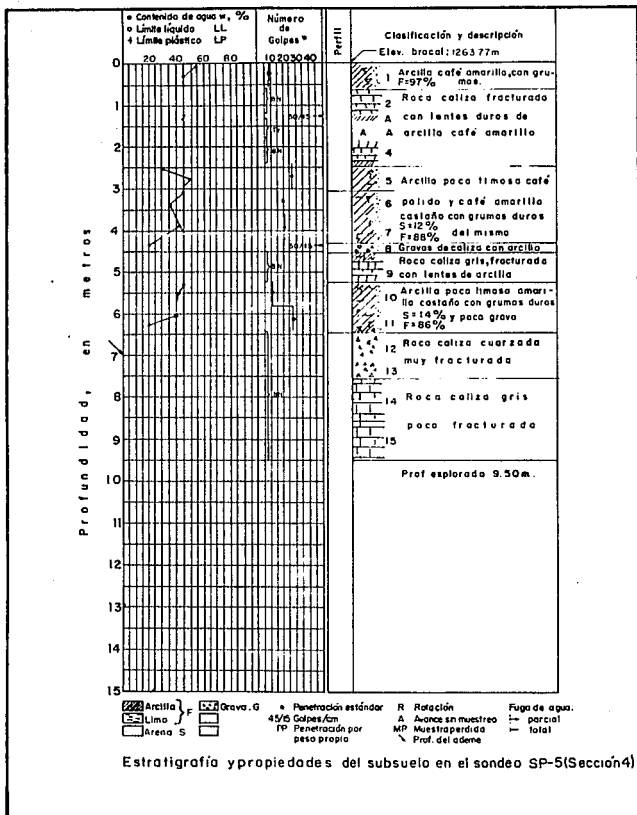
f) Respecto al uso de la prueba de penetración estándar en los suelos finos se debe señalar que, como se observa en el cuerpo del trabajo, para valores de N pequeños ($N < 25$) se han podido encontrar correlaciones que representan adecuadamente las condiciones del material de campo y sus propiedades mecánicas, descartándose así el pensamiento generalizado de que esta prueba no es representativa de las condiciones reales de los suelos finos.

Se sugiere que en caso de buscar solo una idea del comportamiento mecánico del suelo entonces se trabaje con las correlaciones utilizadas tradicionalmente las cuales resultan adecuadas para dicho propósito ya que, aun cuando la prueba de penetración estándar al aplicarse a los suelos finos modifica con mucha frecuencia la estructura interna de los mismo

son pocos los métodos exploratorios que pueden proporcionar muestras de suelo verdaderamente inalteradas y lógicamente el costo y dificultad de ejecución de estas últimas es mucho mayor.

g) Aún cuando se cuente con un equipo estandarizado, es lógico pensar que se deberá realizar alguna corrección debido a que la energía entregada al muestreador variará, incluso por el simple hecho de realizar la prueba a profundidades diferentes; esto sin contar las pérdidas de energía que se presenten por el sistema de soltado o el impacto entre el martillo y el yunque de golpeo. Se debe, en primer lugar, fijar las características tanto del sistema de soltado, del yunque de golpeo, la forma del martillo de hincado y en general de todo el equipo que interviene en la ejecución de la prueba con el propósito de realizar una investigación que arroje un solo resultado para la corrección por pérdida de energía y el cual solo sea función de la profundidad a la que se ejecute la prueba; y en segundo lugar buscar abandonar el criterio semi-empírico usado frecuentemente en los estudios y tratar de relacionar los resultados obtenidos con alguna expresión que posea un fundamento teórico, existen ya algunas propuestas al respecto pero que no se han estudiado debidamente.

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR				REGISTRO DE CAMPO			SONDEO: S-P-5
SUPERVISOR : _____				OBRA: CEMENTOS VERACRUZ			POSICION: _____
PERFORISTA : Espaldón Paricio				UBICACION: Sección Nº 4			COTA SUP: _____
MAQUINA : L-34 Nº 14-79				TIPO DE SONDEOS Y PROCEDIMIENTOS : Penetración y barril			NAF : _____
							FECHA DE INICIO: 9/09/92
							FECHA DE TERMINACION: 11/09/92
MUESTRA	PROFUNDIDAD(m)		NUMERO DE COLPES	RECUPERACION(cm)	HERRAMIENTA DE AVANCE	PROFUNDIDAD DEL ADEME	CLASIFICACION Y DESCRIPCION
	de	a					
1	0	0.60	1- 8- 5	32			Limo arcilloso café amarillento
2	0.60	1.20		25			Boleos
3	1.20	1.35	50/15	15			Limeo arcilloso
	1.35	1.80	AVANCE				
4	1.80	2.40		30			Piedra en capas
5	2.40	3.00	7-27-10	40			Limo arcilloso amarillento con grumos duros
6	3.00	3.60	7-20-12	25			Limo arcilloso con grumos duros
7	3.60	4.20	6-21-10	15			Limo arcilloso con grumos duros
8	4.20	4.50	18-50/15	13		4.35	Grumos de roca
9	4.50	5.20		45			Boleos con capas de limo
10	5.20	5.80	5-11- 7	26			Limo arcilloso café amarillento
11	5.80	6.40	5-28-28	40			Limo arcilloso café amarillento
12	6.40	7.00		20		7.00	Cuarzo quebradizo
13	7.00	7.50		30			Cuarzo quebradizo
14	7.50	8.50		95			Roca
15	8.50	9.50		90			Roca
							Sondeo Terminado.- Se utilizó un bulto de Bentonita.-



REFERENCIAS.

- 1.- Hvorslev M.J. - Subsurface exploration and sampling of soils - U.S. Corps. of engineers, waterways experimental station - Vicksburg, Miss. 1949.
- 2.- ASTM 1586-64T - Standard Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of soils. - A.S.T.M. Annual standar 1975.
- 3.- Juárez Badillo y Rico Rodríguez - Mecánica de suelos (tomos I y II) - edit. limusa - México 1986.
- 4.- Sanglerat Guy - The penetrometer and soil exploration - Amsterdam 1972.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.- A.X. Tavares - Bearing capacity of footings on Guabirotuba clay based on SPT N-values - Penetration testing ISOPT-1 - Rotterdam 1988.
- 2.- L. Behpoor & A. Ghahrami - Correlation of SPT to strength and modulus of elasticity of cohesive soils - Memorias del 11° congreso internacional de mecánica de suelos y cimentaciones -San Francisco, Cal. 1985.
- 3.- Juárez Badillo y Rico Rodríguez - Mecánica de suelos (tomos I y II) - edit. limusa - México 1986.
- 4.- Hvorslev M.J. - Subsurface exploration and sampling of soils - U.S. Corps of engineers, waterways experimental station - Vicksburg, Miss. 1949.
- 5.- Sanglerat Guy - The penetrometer and soil exploration - Amsterdam 1972.
- 6.- Holtz, W.G. & Gibbs, H.J. - Research on determining density of sands by spoon penetration testing. - Memorias del 4° Congreso internacional de mecánica de suelos y cimentaciones, vol I - Londres Inglaterra 1957.
- 7.- Gibbs, H.J. - Standard penetration test for sand denseness - Memorias del 4° Congreso panamericano de mecánica de suelos y cimentaciones - San Juan de Puerto Rico 1971.
- 8.- Tschebotarioff G. - Foundations, retaining and earth structures - Tokio 1973.
- 9.- ASTM 1586-64T - Standard Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of soils. - A.S.T.M. Annual standar 1975.
- 10.- Tokimatsu K. - Penetration test for dynamic problems - Penetration testing ISOPT-1 - Rotterdam 1988.