

37



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANALISIS DE LA CIMENTACION DE UNA PLANTA DE NITROGENO EN EL
ESTADO DE CAMPECHE"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MARCO ULISES DOMINGUEZ RAMIREZ

291427



DIRECTOR DE TESIS: M.J. HECTOR SANGINES GARCIA

MEXICO, D. F.

ABRIL DEL 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/002/01

Señor
MARCO ULISES DOMINGUEZ RAMIREZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. HECTOR SANGINES GARCIA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

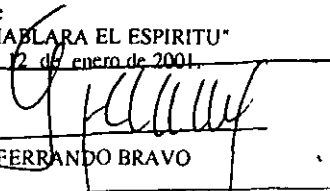
"ANALISIS DE LA CIMENTACION DE UNA PLANTA DE NITROGENO EN EL ESTADO DE CAMPECHE"

- I. INTRODUCCION**
- II. INFORMACION DE LA LOCALIDAD**
- III. EXPLORACION DEL SUBSUELO**
- IV. PRUEBAS DE LABORATORIO**
- V. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO**
- VI. ANALISIS DE CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS DE LA PLANTA**
- VII. ANALISIS DE CIMENTACION DE CARCAMO DE BOMBEO "ON SHORE"**
- VIII. ESPECIFICACIONES PARA EL HINCADO DE PILOTES**
- IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- X. FIGURAS**
- XI. ANEXOS**
- BIBLIOGRAFIA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 12 de enero de 2001.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

A Dios por haberme dado esta familia, en la cual incluyó dos mamás.

A mi papá Nicolás por todo su amor, apoyo y ejemplo.

A mis dos mamás, Estela y Re, por su infinito amor y comprensión.

A mi hermana Samantha por haberme soportado todo este tiempo.

A mi tío Ramón quien siempre me ha impulsado y apoyado para alcanzar todas mis metas.

ÍNDICE

Capítulo	Contenido	Página
1	INTRODUCCIÓN	1
2	INFORMACIÓN DE LA LOCALIDAD	2
2.1	Marco Geológico General	2
2.2	Geología de la zona	2
2.3	Información estratigráfica de estudios previos	2
2.4	Sismicidad	3
3	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	4
3.1	Área de la planta	4
3.2	Línea de Conducción	5
4	PRUEBAS DE LABORATORIO	6
4.1	Propiedades índice	6
4.2	Propiedades mecánicas	6
4.3	Propiedades químicas	7
5	ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO	8
6	ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS DE LA PLANTA	13
6.1	Descripción de equipo y edificios principales de la planta	13
6.2	Parámetros de resistencia del subsuelo	16
6.3	Mejoramiento del Estrato Arenoso Superficial	16
6.4	Soluciones de cimentación para equipos principales	17
6.5	Soluciones de cimentación para torres de enfriamiento y tanques de almacenamiento	27
6.6	Soluciones de cimentación para edificios principales	28
7	ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN DE CÁRCAMO DE BOMBEO "ON SHORE"	30
7.1	Parámetros de los suelos	30
7.2	Alternativa de construcción con jet-grouting	30
7.3	Alternativa de construcción con muro milán y jet-grouting	33

Capítulo	Contenido	Página
8	ESPECIFICACIONES PARA EL HINCADO DE PILOTES	35
9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	38
10	FIGURAS	43
11	ANEXO 1. PRUEBAS QUÍMICAS DEL SUBSUELO Y AGUA FREÁTICA	68
12	ANEXO 2. PRUEBAS DE LAB. DEL SUBSUELO	72
13	ANEXO 3. PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUBSUELO	88
14	ANEXO 4. NORMAS ASTM	95
15	BIBLIOGRAFÍA	118

1 INTRODUCCIÓN

Este trabajo presenta el estudio del subsuelo para el PROYECTO NITRÓGENO, de la empresa ICA FLUOR DANIEL, S. DE R.L. DE C.V., dicho proyecto consiste en construir una planta productora de nitrógeno para inyectar al pozo petrolero CANTARELL; la planta se ubicará cerca del poblado de Antonio Cárdenas, en la fracción suroeste del Estado de Campeche y muy próxima a la frontera del Estado de Tabasco. (fig. 1)

El predio que ocupará la planta es de forma rectangular y sensiblemente plano, con dimensiones aproximadas de 350 x 550 m; en adición el proyecto contempla la construcción de una línea de tuberías compuesta por 5 ductos: 2 de nitrógeno, 2 de agua y 1 de gas natural con diámetros variables entre 10" y 36", y desarrollo total aproximado de 10 km, las cuales tendrán una derivación hacia un cárcamo de bombeo, con dimensiones en planta de 20 x 5 m y profundidad de 10 m, ubicado sobre la línea costera y otra derivación hacia la planta existente de Atasta.

En el área de planta se tiene contemplado la construcción de un relleno, con espesor de 1.5 a 2.0 m, para sobreelevar el nivel actual del terreno y evitar inundaciones.

El presente trabajo integra toda la información, resultados y conclusiones finales que se aplicarán a este proyecto.

Se describen los trabajos efectuados durante la exploración del subsuelo, se reportan los resultados de los ensayos de laboratorio y se indican los análisis efectuados para definir el tipo de cimentación para las diferentes estructuras.

Se incluye la información estratigráfica a lo largo de la línea de conducción "on-shore" y en el sitio del cárcamo de bombeo "on-shore", que se construirá cerca de la playa, con lo cual se ha analizado la estabilidad de excavaciones en la línea de conducción y en el cárcamo, considerando diferentes procedimientos constructivos.

Finalmente, se ha obtenido el espectro de respuesta del sitio para diseño por sismo con base en pruebas sísmicas tipo "down-hole" y "cross-hole".

2 INFORMACIÓN DE LA LOCALIDAD

2.1 Marco Geológico General

La zona en estudio pertenece a la provincia fisiográfica de la "Llanura Costera del Golfo", la cual se extiende desde la península de Florida hasta la de Yucatán, viéndose interrumpida por el "Eje Neovolcánico" y por el macizo de los Tuxtlas.

En distintos lugares del litoral aparecen: dunas, depósitos aluviales, de playa y de barra, todos ellos del periodo Cuaternario.

Tierra adentro, alejándose de la costa, se observan afloramientos del periodo Terciario que forman lomerios y ocasionalmente se encuentran formaciones del Cretácico, cerca de los límites de esta provincia con la correspondiente a la Sierra Madre Oriental.

2.2 Geología de la zona

En la zona de interés, los depósitos terciarios y cuaternarios comprenden la mayor parte de su superficie, y están formados por arenas de grano grueso y fino interestratificadas con arcillas, lechos fosilíferos, areniscas, conglomerados y depósitos clásticos de grano fino y gravas de orígenes tanto marinos como fluviales, lacustres palustres y continentales.

Particularmente, el área donde se ubicará la planta de nitrógeno es una zona baja, con una elevación promedio de 8.4 m, sobre el nivel medio del mar. Se ubica a pocos kilómetros de la Laguna de Términos, donde desembocan los ríos Candelaria, Chumpán y Palizada, entre otros, y donde predominan los depósitos fluvio-lacustres y el nivel freático es prácticamente superficial, con variaciones superficiales (fig. 2).

2.3 Información estratigráfica de estudios previos

La experiencia geotécnica del área vecina a la Laguna del Pom, indica que el subsuelo del sitio está compuesto predominantemente por estratos de arcillas, de origen lacustre y de consistencia creciente con la profundidad, desde muy blanda hasta dura, con un espesor mayor de 25 m.

2.4 Sismicidad

Existen varios epicentros superficiales cercanos al sitio estudiado, donde se han generado en el pasado, sismos de magnitud menor a 5 en la escala de Richter. También se han registrado en la zona, sismos de mayor intensidad, originados en epicentros situados a más de 100 km de profundidad, dentro del estado de Chiapas (Anexo 3).

Atendiendo a la regionalización sísmica de la República Mexicana, el área en estudio se encuentra en la zona B, en la que el coeficiente sísmico aplicable a suelos blandos, tipo III, es de 0.36 y, para estructuras tipo A, éste se incrementa en un 50%, es decir que se vuelve de 0.54 (Anexo 3).

Por otra parte, del análisis efectuado para definir el espectro de respuesta del sitio a partir de los parámetros dinámicos determinados en las pruebas de campo tipo "down-hole" y "cross-hole", se desprende que el coeficiente ya incrementado en un 50% para estructuras tipo A, se encuentra entre 0.11 y 0.12 (Anexo 3).

3 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

3.1 Área de la planta

3.1.1 Sondeos

De conformidad con las especificaciones del proyecto y con base en el conocimiento aproximado del subsuelo del sitio y de la magnitud y tipo de estructuras de la planta, se ejecutaron 28 sondeos mixtos (B-1 a B-28), de los cuales 19 se perforaron a 30 m de profundidad (B-2, B-4 a B-6, B-8 a B-15, B-18, B-20, B-21, B-23 a B-25 y B-28), 8 a 40 m (B-1, B-3, B-7, B-16, B-19, B-22, B-26 y B-27) y solamente 1 a 17 m (B-21), además de 14 pozos a cielo abierto a 2 m profundidad (T-1 a T-14). En las figuras 3, 4 y 5 se muestra la ubicación de estos sondeos.

De los sondeos mixtos se extrajeron muestras alteradas e inalteradas. Las primeras se obtuvieron mediante el procedimiento de penetración estándar, el cual consiste en el hincado a percusión de un tubo de pared gruesa, de 5 cm de diámetro exterior y 60 cm de longitud; a partir del número de golpes requerido para penetrar los 30 cm intermedios del tubo, es posible inferir mediante correlaciones la consistencia o compacidad de los suelos atravesados. Por su parte las pruebas inalteradas se obtuvieron con tubos muestreadores de pared delgada, tipo shelby, de 10 cm de diámetro y longitud de 90 cm, hincados a presión.

Por lo que respecta a los pozos a cielo abierto, se extrajeron muestras representativas, y como no fue posible labrar muestras cúbicas inalteradas, por la naturaleza granular del suelo, éstas se sustituyeron por muestras obtenidas mediante tubos de PVC de 10 cm de diámetro, hincados manualmente en el fondo del pozo. Estas muestras fueron solicitadas para efectuar los análisis químicos mediante los cuales se evaluaría la agresividad sobre el concreto.

3.1.2 Piezometría

Con objeto de precisar el nivel freático, y para observar sus oscilaciones, se instalaron tres pozos de observación en los sitios de los sondeos B-22, B-23 y B-24 (PO-1, PO-2 y PO-3, respectivamente). Estos pozos de observación consistieron en tubos de PVC perforados, los cuales se instalaron a profundidades de 6m para el PO-1, 8 m para el PO-2 y a 10m para el pozo PO-3.

Por otra parte, para poder definir la distribución de esfuerzos verticales efectivos en el subsuelo se instalaron tres estaciones piezométricas, con las características indicadas a continuación:

- Estación Piezométrica EP-1 (sitio del sondeo B-1)
Formada por tres bulbos piezométricos abiertos tipo "standpipe", marca "Slope indicator", instalados en perforaciones independientes, a profundidades de 5.0, 18.5 y 33.0 m
- Estación Piezométrica EP-2 (sitio del sondeo B-26)
Formada por tres bulbos piezométricos abiertos tipo "standpipe", marca "Slope indicator", instalados en perforaciones independientes, a profundidades de 5.0, 20.0 y 38.0 m
- Estación Piezométrica EP-3 (sitio del sondeo B-19)
Formada por tres bulbos piezométricos abiertos tipo "standpipe", marca "Slope indicator", instalados en perforaciones independientes, a profundidades de 5.0, 17.0 y 30.0 m

3.2 Línea de conducción

3.2.1 Sondeos

En este caso la exploración contempló la ejecución de 33 pozos a cielo abierto, excavados a 2 m de profundidad, de los cuales 14 cubren la línea de conducción hacia el cárcamo de bombeo, y los otros 19 se encuentran sobre la derivación a Atasta (fig 7).

De todos los sondeos se obtuvieron muestras representativas y solamente de algunos se extrajeron muestras inalteradas, utilizando tubos de PVC con el procedimiento antes indicado.

3.2.2 Piezometría

En adición, para observar la variación del nivel freático a lo largo de toda la línea, se perforaron 7 sondeos cortos a 7 m de profundidad, en los cuales se instalaron pozos de observación del nivel freático.

4 PRUEBAS DE LABORATORIO

En las muestras obtenidas durante la exploración, se efectuaron las pruebas de laboratorio necesarias tanto para definir la clasificación de los materiales, como para determinar las propiedades mecánicas necesarias para el análisis de las cimentaciones, realizándose los ensayos que se describen a continuación.

4.1 Propiedades índice

A las muestras obtenidas de los sondeos se les clasificó visualmente y al tacto de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se obtuvo su contenido natural de agua según la norma ASTM D 2216 (Anexo 4); se realizaron análisis granulométricos de acuerdo con la norma ASTM D 422 (Anexo 4) y límites de consistencia, líquido y plástico conforme a la norma ASTM D 4318 (Anexo 4).

En el Anexo 2 se reportan los resultados de los perfiles estratigáficos de los sondeos y en el Anexo 4 se incluyen las normas de la American Society of Testing and Materials en su idioma original.

4.2 Propiedades mecánicas

Al material obtenido de las muestras inalteradas se le realizaron pruebas de resistencia al esfuerzo cortante y de compresibilidad, obteniéndose simultáneamente los pesos volumétricos húmedo y seco, la densidad de sólidos, la relación de vacíos y el grado de saturación.

Para evaluar la resistencia al esfuerzo cortante se efectuaron pruebas con veleta manual de laboratorio (torcómetro) y pruebas de compresión axial no confiada en probetas cilíndricas de 3.5 cm de diámetro y 7.5 cm de altura conforme a la norma ASTM D 2166-85 (Anexo 4), llevándose a la falla con una velocidad de deformación controlada de 1 mm/min y obteniéndose las curvas esfuerzo-deformación que se reportan en el Anexo 2.

Además se realizaron pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (UU) consolidadas- no drenadas (CU) con medición de presión de poro y una consolidada

drenada (CD), de acuerdo a la norma ASTM D 2850 (Anexo 4), en probetas saturadas por contrapresión, y sometidas a diferentes presiones de confinamiento; en el Anexo 2 se presentan los círculos de Mohr y las líneas de falla de cada prueba triaxial.

Para evaluar las propiedades de compresibilidad de las arcillas se realizaron pruebas de consolidación unidimensional, con drenaje vertical en odómetros convencionales. En el Anexo 2 se presentan las curvas de compresibilidad correspondientes.

4.3 Propiedades químicas

Para evaluar la agresividad del suelo y agua freática sobre el concreto de las cimentaciones se efectuaron análisis fisicoquímicos, con los cuales se determinaron las cantidades de sulfatos y cloruros (Anexo 1).

5 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO.

Dentro del marco geológico local, y con la información obtenida durante la exploración de campo y en los ensayos de laboratorio, en toda el área estudiada, (fig 8 y Anexo 2), se puede precisar la siguiente secuencia estratigráfica:

0.0 a 5.0 m, Estrato Arenoso Superficial

Clasificación.

Presenta un espesor promedio de 5.0 m y está compuesto por arena fina, poco arcillosa (SP, SW, SP-SC, SW-SC), en estado suelto a medianamente compacto ($N = 5$ a 15), color gris verdoso y con algunos fragmentos de conchas marinas. El contenido natural de agua oscila predominantemente entre 20 y 40 %, y los valores promedio del peso volumétrico natural y la densidad de sólidos son de 2.01 y 2.72 t/m³ respectivamente.

Propiedades mecánicas.

En pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenadas se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante que oscila en el amplio rango desde 0.13 hasta 0.94 kg/cm² y un ángulo de fricción interna que oscila entre 34° y 42°. Del mismo modo, el módulo de elasticidad varía desde 30 hasta 167 kg/cm². La permeabilidad evaluada mediante pruebas de carga constante oscila entre 4.9 y 5.2×10^{-4} cm/s.

A partir de una prueba de placa realizada directamente sobre el suelo natural, en la zona central del predio, se obtuvo que el módulo de reacción, calculado como el cociente del esfuerzo aplicado entre la deformación correspondiente y asociado a un área circular con 45.72 cm (18") de diámetro, bajo cargas de entre 1 y 5 kg/cm², varía entre 13 y 16 kg/cm³ (fig 9). Por otra parte, a partir del análisis iterativo de cargas, se obtuvo que el módulo de deformación recuperable es igual a 55 kg/cm².

Potencial de licuación.

De acuerdo con el criterio de Kishida, las lentes de arena limpia dentro de este estrato, que representan aproximadamente el 60 % de su espesor, son susceptibles a experimentar licuación, dada su distribución granulométrica con un contenido de finos

menor al 20 %. Esto se ratificó al aplicar el método de Seed e Idriss (fig 10), que toma en cuenta la compactidad del suelo, el estado de esfuerzos y la aceleración máxima que cabe esperar bajo un sismo de magnitud igual a 5 grados en la escala de Richter. Aún bajo la condición de confinamiento que se tendrá con el relleno de sobreelevación, se infiere que el valor crítico del número de golpes bajo el cual se presenta la licuación es de 9.5, condición que está presente en la mayoría de los sondeos realizados.

Contenido de cloruros y sulfatos.

Por otra parte, de los análisis químicos efectuados a muestras obtenidas tanto del área de la planta como de la línea de conducción, se obtuvo que los contenidos promedios de cloruros y sulfatos son de 0.210 y 0.025 %, respectivamente, y el grado promedio de alcalinidad es de 8.58 % (Anexo 1).

5.0 a 20.0 m, primera formación arcillosa.

Clasificación.

Se trata de un manto arcilloso de alta plasticidad (CH) y consistencia muy blanda a blanda (N=0 a 4), que se extiende hasta 20 m de profundidad promedio, color gris verdoso, con algunos fragmentos de conchas marinas y materia orgánica (OH). Si bien en su mayor parte el contenido natural de agua promedio es de 50 %, en los últimos 4 m éste aumenta al rango de 80 y 120 %, siendo esta parte donde se concentra la materia orgánica. En general, el límite líquido es 60 % y el índice plástico 30 %, y en la parte final, ambos valores aumentan a 173 y 113 %, respectivamente; este suelo tiene un peso volumétrico promedio de 1.64 t/m³.

Propiedades mecánicas.

En pruebas con torcómetro se determinó una cohesión de 0.22 a 0.80 kg/cm², y en pruebas de compresión axial no confinada el valor promedio en la parte francamente arcillosa es de 0.30 kg/cm² y para la fracción de suelo orgánico es de 0.38 kg/cm².

Por otra parte, en pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada, efectuadas en especímenes sometidos a una saturación por contrapresión, la cohesión promedio resultante fue de 0.32 kg/cm². El módulo de elasticidad, calculado como la

pendiente de la tangente inicial de las curvas de esfuerzo-deformación, varía entre 60 y 80 kg/cm².

A juzgar por los valores promedio de los índices de recompresión (Cr) y de compresión (Cc) determinados en pruebas de consolidación unidimensional, la compresibilidad puede ser, dependiendo del rango de esfuerzos, baja a muy alta, ya que los valores promedio de los módulos de variación volumétrica m_v correspondientes son de 0.014 y 0.225 cm²/kg; sin embargo en la fracción donde existe materia orgánica estos módulos aumentan a valores de 0.021 y 0.382 cm²/kg, respectivamente. Analizando el desarrollo que tuvieron las curvas de consolidación durante la etapa de carga, se determinó que el coeficiente de consolidación promedio C_v , correspondiente al estado actual de esfuerzos es de 5.5×10^{-4} cm²/s (fig 11).

En función de los valores de las cargas de preconsolidación y su comparación con la distribución de esfuerzos efectivos se asume que el suelo ha sido normalmente consolidado en su fracción superior y medianamente preconsolidado en su fracción inferior, exceptuando la parte donde predomina la materia orgánica, que también está poco preconsolidada.

De la comparación entre la resistencia en estado inalterado y la resistencia en estado remoldeado, evaluada mediante ensayos de compresión axial no confinada, se infiere que se trata de arcillas poco sensitivas.

20.0 a 33.6 m, segunda formación arcillosa.

Clasificación.

También está compuesta por arcillas de alta plasticidad (CH), color café verdoso, que en este caso contienen arena y presentan una consistencia media a dura (N=7 a 45), las cuales comprenden un espesor promedio de 13.6 m aproximadamente. Su contenido natural de agua varía de 20 a 60 %, el límite líquido se encuentra alrededor de 80 %, en promedio y el índice plástico en 60 %. El peso volumétrico promedio es de 2.00 t/m³.

Propiedades mecánicas.

Por lo que respecta a las propiedades mecánicas, en pruebas con torcómetro se evaluó una cohesión que oscila en el amplio rango de 0.2 a 1.75 kg/cm², mientras que en

pruebas de compresión axial no confinada se obtuvieron valores promedio de 0.56 kg/cm² en los primeros 4 m y de 1.5 kg/cm² en el resto de la formación. El módulo de elasticidad para la primera parte es de 141 kg/cm² y aumenta a 200 kg/cm² para la segunda.

A partir de pruebas de consolidación unidimensional, llevadas hasta presiones de 8 kg/cm², se determinaron módulos promedio de variación volumétrica, m_v , en recompresión y en compresión de 0.006 y de 0.186 cm²/kg, respectivamente. Analizando el desarrollo que tuvieron las curvas de consolidación durante la etapa de carga, se determinó que el coeficiente de consolidación promedio, C_v , correspondiente al estado actual de esfuerzos es de 4.0×10^{-4} cm²/s.

A juzgar por los valores de las cargas de preconsolidación, y su comparación con el esfuerzo efectivo actual, el suelo se encuentra preconsolidado (fig 11).

En algunos de los sondeos realizados en la fracción noroeste del predio, al principio de la exploración, se detectan, estratos de arena arcillosa (SC), color café claro, en estado muy compacto ($N=48$ a > 50), de poco espesor y extensión muy variables, en la vecindad de los 30 metros de profundidad, que al continuar la exploración en el resto del predio, desaparecen.

33.6 a más de 40.0 m, Depósitos arenosos profundos.

Clasificación.

Los depósitos arenosos se detectan en toda el área explorada, a una profundidad de 33.6 m en promedio y presentan un espesor mayor a 6 m, con una compacidad variable desde medianamente compacta hasta muy compacta ($N=11$ a > 50). El ángulo de fricción interna efectivo determinado a partir de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con medición de poro (CU), oscila entre valores de 34 y 42°.

Piezometría y análisis fisicoquímico del agua freática.

Piezometría.

A partir de las primeras mediciones en los pozos de observación del nivel freático que alcanzan profundidades de 6, 8 y 10 m, y en las estaciones piezométricas con elementos instalados a profundidades de 5.0, 17.0, 18.5, 20.0, 30.0, 33.0 y 38.0 m,

resulta que la presión de agua en el subsuelo es igual a la hidrostática, es decir que no se registran abatimientos ni subpresiones .

Análisis fisicoquímicos.

Estos análisis efectuados sobre muestras de agua, extraídas de los piezómetros, determinan contenidos promedio de cloruros y sulfatos de 5799 y 403 ppm, respectivamente, un PH promedio de 7.9 % y 3 ppm de materia orgánica.

6 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE LA PLANTA.

6.1 Descripción de los equipos y edificios principales de la planta (fig 3).

6.1.1 Equipos principales.

a) Turbogeneradores.

Constan de cuatro elementos básicos: la turbina, el generador, una caja de sistemas eléctricos/electrónicos y un compartimento de accesorios secundarios. El peso total aproximado de tales elementos es de 1595 t y son soportados sobre una base rectangular de concreto con área aproximada de 10 x 30 m.

a) Unidades HRSG.

Las unidades HRSG (Heat Recovering Steam Generator) se colocarán cerca de los turbogeneradores sobre una losa rectangular de concreto con área aproximada de 10 x 30 m, a la que transmitirán un peso total de 916 t.

b) Compresores de aire CM-60 y CM-65.

Estos compresores estarán montados junto con su motor sobre un pedestal de concreto de 11 m de altura, y bajo ellos se tendrán contenedores enfriadores de aire. Todo el sistema se apoyará sobre una base rectangular de concreto con área aproximada de 8 x 18 m, teniéndose una carga distribuida a nivel de cimentación del orden de 4 t/m².

c) Instalaciones "Linde", unidades de intercambio de aire.

Cajas de rectificación.

Consisten en un par de contenedores cilíndricos verticales, de acero, de 8 m de diámetro exterior y aproximadamente 50 m de altura, separados entre sí 1.5 m, soportados por una misma losa de cimentación de 10 x 20 m, a la que transmitirán una carga total estimada en 2000 t.

Caja de intercambio.

Se trata de una caja rectangular formada por marcos de concreto con una serie de instalaciones hidráulicas y eléctricas, con peso total aproximado de 1000 t que serán transmitidas a una base de concreto de área de 10 x 14 m.

Absorbedores.

Consisten en un par de contenedores cilindricos dispuestos en forma horizontal, con diámetro exterior de 4 m y longitud de 25 m, serán soportados por dos apoyos con separación de 21 m, los que a su vez se encuentran empotrados en una losa de concreto con dimensiones de 14 x 25 m, a la cual transmitirán una carga total estimada en 3500 t.

Tanque de enfriamiento.

Este es otro contenedor cilindrico de eje vertical, de 1.5 m de diámetro exterior y 18 m de altura, con un peso total de 550 t, el cual se apoya sobre una base cuadrada de concreto de 6 m de lado.

6.1.2 Torres de enfriamiento y otros tanques de almacenamiento.**a) Torres de enfriamiento.**

Estarán integradas por dos módulos principales de 30 m de ancho y 270 m de largo, que agruparán 13 torres de 10 m de diámetro e igual altura, soportadas por una base de concreto sobre la cual se tendrá una carga distribuida estimada en 1.2 a 1.5 t/m².

b) Tanques 50-TK-001 y 54-TK-001.

Tanques circulares de 15 m de diámetro y 12 m de altura, con capacidad para almacenar 2050 m³ de agua. La carga máxima a nivel de cimentación estando llenos será de 2118 t y el momento por sismo de 1572 t-m.

c) Tanques 56-TK-001 y 57-TK-001.

Tanques circulares de 5 a 10 m de diámetro y 12 m de altura, con capacidad para almacenar 1423 m³ de agua. La carga máxima a nivel de cimentación para lleno total será de 1472 t y el momento por sismo de 1471 t-m.

6.1.3 Edificios principales.

a) Edificio Administrativo y de Control.

Estructura de un nivel, con dimensiones en planta de 28 x 35 m, compuesta por marcos rígidos y losas de concreto armado, con claros de 7 a 11 m y descargas por columna que oscilan entre 5 y 14 t.

b) Edificio de Almacén.

Se trata de una estructura con altura de 8.5 m y área de 20 x 35 m, resuelta mediante marcos rígidos de acero que libran claros de 20 m con espaciamientos de 5 a 10 m y que soportan una cubierta de lámina, a dos aguas, además de una grúa viajera con capacidad de 100 t, teniendo descargas por columna de hasta 102 t.

c) Edificio de Compresores.

Este edificio será uno de los más importantes, ya que comprende un área de 175 x 30 m, con una altura de 27 m, teniendo una estructura formada por marcos rígidos de acero de 30 m de claro, espaciados a cada 7 m, con paredes y techo recubiertos de lámina, además de una grúa viajera con capacidad de 100 t. En este caso las descargas por columna se encuentran entre 30 y 190 t.

d) Subestaciones.

En promedio estos edificios tendrán dimensiones de 30 x 13 m, con una estructura de marcos rígidos y losas de concreto. Para un módulo tipo con dimensiones de 8.5 x 24 m las descargas a nivel de cimentación por apoyo varían de 54 a 81 t. El peso total de la estructura, sin incluir la cimentación es de 457 t.

6.2 Parámetros de resistencia del subsuelo, para diseño geotécnico.

El ángulo de fricción interna mínimo a considerar para el Estrato Arenoso Superficial, bajo la condición de compacidad suelta es de 30°. Sin embargo su notorio potencial de licuación obliga a realizar en él un mejoramiento, el cual será descrito mas adelante.

Para efectos de diseño geotécnico, la cohesión promedio en los suelos arcillosos se considerará de 3.0 t/m² en la Primera Formación Arcillosa, y de 10.2 t/m² en la Segunda Formación Arcillosa.

Por otra parte, de conformidad con las pruebas de compresión triaxial consolidadas no drenadas con medición de presión de poro, el valor promedio del ángulo de fricción interna efectivo de la arcilla es de 16° en la Primera Formación Arcillosa y de 31° en la Segunda.

El ángulo de fricción interna promedio a considerar para los Depósitos Arenosos Profundos, es de 35°.

6.3 Mejoramiento del Estrato Arenoso Superficial.

Como antes se ha señalado, los suelos que forman el Estrato Arenoso Superficial son susceptibles de experimentar licuación durante la ocurrencia de un sismo, la cual puede traducirse en asentamientos bruscos de magnitud no despreciable que podría causar daños importantes a las estructuras apoyadas por superficie, de manera que para reducir riesgos de una posible falla por esta causa, se recomienda efectuar su mejoramiento.

6.3.1 Sitios de aplicación.

El mejoramiento debe efectuarse antes del relleno de sobreelevación, en todas las áreas que ocuparán los edificios y estructuras ligeras, cimentados por superficie. Previamente a su ejecución, deberá hacerse el despalme de las áreas por tratar.

6.3.2 Método propuesto.

La compactación por vibrado puede ser una alternativa aplicable, utilizando un martillo vibratorio del cual penda un ademe metálico de 5 a 6 m de largo y casi 1 m de diámetro, el cual se hincará y se extraerá, siguiendo un patrón cuadrícula con 1.5 o 2.0 m de lado, ajustada en campo, de acuerdo a pruebas previas que se realicen en el área (fig 12).

6.3.3 Verificación y control.

La efectividad del mejoramiento deberá verificarse mediante pruebas de penetración estándar, realizadas antes y después del mismo, en general se considerará aceptado si el número de golpes evaluado con dicha prueba, entre 1 y 5 metros de profundidad, es superior a 20, lo cual lleva implícito un factor de seguridad de 2. Los sondeos de penetración estándar vericatorios, podrán realizarse a cada 200 m² de tratamiento.

6.4 Soluciones de cimentación para los equipos principales.

Como se señaló en los antecedentes, en las estructuras de este tipo será necesario recurrir a una solución de cimentación mixta integrada por una losa apoyada sobre el terreno y pilotes reductores de asentamientos, que trabajen por fricción y punta.

A fin de satisfacer el estado límite de servicio, es decir, que la cimentación no experimente asentamientos superiores a 2.5 cm, la punta de los pilotes debe quedar apoyada sobre los Depósitos Arenosos Profundos, detectados a una profundidad media de 33.6 m respecto al nivel original del terreno natural.

Los pilotes deberán tener entonces una longitud total de 35 m, para librar el relleno que se colocará para sobreelevar el nivel actual del terreno, y también para tomar en cuenta la posición real del estrato de apoyo citado, en las diferentes zonas del predio.

Esta propuesta considera la carga de arrastre provocada por el relleno, que actúa como una fricción negativa sobre los pilotes.

Los pilotes serán de concreto prefabricados, e hincados en una perforación previa, llevada hasta los Depósitos Arenosos Profundos. Estos pilotes podrán ser de sección cuadrada ya que la mayor contribución a la capacidad de carga será por punta.

A continuación se presenta el análisis realizado para evaluar los estados límite de falla y de servicio de la cimentación propuesta.

6.4.1 Estado límite de falla.

En la solución de cimentación mixta propuesta, el bloque portante de concreto que se apoyará sobre el Estrato Arenoso Superficial, tiene suficiente capacidad de carga por cortante para soportar las presiones de contacto inducidas por los equipos. Sin embargo sin la ayuda de los pilotes, su expectativa de asentamiento supera los valores permisibles, aún bajo carga estática.

Adicionalmente, los análisis realizados en los suelos que forman el Estrato Arenoso Superficial los califican como potencialmente licuables ante la presencia de sismos, lo cual hace que su comportamiento sea poco confiable para los fines del presente estudio de cimentación, y se concluye que deben ser mejorados en su compacidad para evitar que se licúen o que se deformen en exceso, y esto se hará mediante uno de los métodos que se señalan mas adelante.

Por otro lado, aunque se mejore la compacidad del Estrato Arenoso Superficial, la compresibilidad de las Formaciones Arcillosas Subyacentes, puede provocar asentamientos inadmisibles, lo que obliga al uso de los pilotes ya mencionados.

En conclusión, puede considerarse que el bloque portante de concreto, es capaz de procurar una capacidad de carga admisible para los fines de la cimentación mixta bajo análisis.

6.4.2 Estados límite de servicio.

a) Cálculo del asentamiento que provocará el relleno de sobreelevación.

Teniendo en cuenta que el relleno de sobreelevación tendrá un espesor del orden de 1.5 m, y considerando que pesa 2 t/m³, la sobrecarga que inducirá en la superficie del terreno, será de 3 t/m².

El asentamiento elástico del Estrato Arenoso Superficial, se ha estimado en 2 cm, considerando que tiene un módulo de deformación de 75 kg/cm².

Empleando la teoría de K. Terzaghi para el cálculo de asentamientos, y los resultados de las pruebas de compresibilidad realizadas, se obtiene que el asentamiento de los estratos arcillosos, debido al relleno será de 15.6 cm.

En la figura 13 se muestra la distribución con la profundidad del asentamiento total, sumando las contribuciones de los estratos arcillosos y del arenoso superficial.

Aplicando la misma teoría de Terzaghi, se ha valuado en forma aproximada, el desarrollo que tendrá el asentamiento antes calculado, a lo largo del tiempo, utilizando la siguiente expresión:

$$t = TH^2 / Cv$$

donde:

t = tiempo para alcanzar un cierto porcentaje de consolidación, en s.

T = factor tiempo, asociado al porcentaje de consolidación, adimensional.

H = espesor efectivo del estrato compresible, en cm.

Cv = coeficiente de consolidación, en cm²/s.

Aplicando esta teoría se obtuvo la curva de evolución en el tiempo, del asentamiento y del porcentaje de consolidación, para la sobrecarga inducida por el relleno (fig 14). En dicha curva se puede ver que para el período estimado de vida útil de la obra, del orden de 25 años, se tendrá un asentamiento del orden de 8 cm.

b) Cálculo del asentamiento para el conjunto bloque portante/pilotes.

Como se mencionó anteriormente, los bloques portantes, sin pilotes, pueden sufrir asentamientos de consideración, superiores a los valores admisibles.

En lo que sigue se analizará entonces el comportamiento del conjunto bloque portante/pilotes, considerando que los pilotes tendrán una capacidad última en toneladas, calculada de acuerdo a lo expresado en el inciso siguiente.

b1) Cálculo de la capacidad axial última de los pilotes reductores de asentamiento.

Para el cálculo de la capacidad última (Qu) de los pilotes que ayudará a reducir los asentamientos, se tendrá en cuenta tanto la contribución de la fricción como de la punta, es decir:

$$Q_u = Q_f + Q_p$$

Donde:

Q_u = capacidad última total, en toneladas

Q_f = capacidad última por fricción, en toneladas

Q_p = capacidad última por punta, en toneladas

La capacidad última por fricción puede ser calculada con las siguientes expresiones, dependiendo del tipo de suelo.

En suelos granulares:

$$Q_f = (\sigma' K_s \operatorname{tg} \delta \operatorname{FR}) A_l$$

Donde:

σ' = esfuerzo efectivo, en t/m^2

K_s = coeficiente de empuje horizontal, adimensional

$\operatorname{tg} \delta$ = coeficiente de fricción suelo-pilote, adimensional

FR = factor de resistencia, igual a 1

A_l = área lateral del fuste, en m^2

En suelos cohesivos:

$$Q_f = (\alpha C_u \operatorname{FR}) A_l$$

Donde:

α = coeficiente reductor según Tomlinson, adimensional

C_u = resistencia no drenada, en t/m^2

FR = factor de resistencia, igual a 1

A_l = área lateral del fuste, en m^2

Y la capacidad última por punta debe calcularse con las expresiones siguientes, de acuerdo también al tipo de suelo.

En suelos granulares:

$$Q_p = (\sigma' N_q \operatorname{FR}) A_p$$

Donde:

σ' = esfuerzo efectivo, en t/m²

N_q = factor de capacidad de compacidad, función del ángulo de fricción interna y de la relación de empotramiento D/B

D = empotramiento del pilote dentro del estrato portante, en m

B = diámetro o ancho del pilote o pila, en m

FR = factor de resistencia, igual a 1

A_p = área de la sección transversal, en m²

En suelos cohesivos:

$$Q_p = (C_u N_c FR + \sigma') A_p$$

Donde:

C_u = resistencia no drenada, en t/m²

N_c = factor de capacidad de compacidad, igual a 9

FR = factor de resistencia, igual a 1

σ' = esfuerzo efectivo, en t/m²

A_p = área de la sección transversal, en m²

Teniendo en cuenta los parámetros de resistencia ya definidos para los diferentes estratos que atravesarán los pilotes, puede obtenerse la capacidad última total (Q_u) como la suma de las capacidades por fricción (Q_f) y por punta (Q_p) a diferentes profundidades, para pilotes cuadrados de 30, 40 o 50 cm de lado, como se muestra en la tabla 1.

En las gráficas de las figuras 15 a 17 se muestra la variación con la profundidad de la capacidad última por fricción, así como de la capacidad última total.

Para la selección del diámetro más apropiado, deberá tenerse en cuenta la magnitud de la fricción negativa y la magnitud de los asentamientos esperados.

b2) Evaluación de la fricción negativa provocada por el relleno de sobre elevación.

El asentamiento que induce el relleno de sobreelevación, provocará fricción negativa sobre el fuste de los pilotes. Para poder evaluar esta fricción es necesario definir la posición del eje neutro del sistema de pilotes.

Aceptando la hipótesis de que el asentamiento del conjunto bloque portante/pilotes está condicionado por el asentamiento de su eje neutro, se propone fijar la posición de éste a la profundidad donde, de acuerdo a la curva de asentamiento del relleno contra la profundidad (fig 13), la magnitud del asentamiento no supere los 2.5 cm establecidos.

En la figura citada puede observarse que el asentamiento total calculado a 22 m de profundidad, cumple con la limitante señalada y por lo tanto se propone fijar en tal nivel la posición del eje neutro del sistema de pilotes.

Conociendo la posición del eje neutro, se puede evaluar la magnitud de la fricción negativa que actuará sobre los pilotes y la capacidad remanente última que deberá considerarse en los cálculos para la selección del número de pilotes a emplear.

b3) Ejemplo de cálculo.

Este es un ejemplo de cálculo para un bloque portante de 10 x 20 m con pilotes reductores de asentamiento.

Considerando que el bloque portante con espesor de 1.2 m se apoye en pilotes cuadrados de 40 cm de lado, hincados hasta 33.6 m de profundidad y, que soporte una carga total de 7 t/m², incluyendo equipos y cimentación, se tendrán las siguientes condiciones.

Carga última total en pilotes cuadrados de 40 cm de lado, a 33.6 m de profundidad, según tabla 1 y gráficas de la figura 16.

$$Q_{ut} = 406 \text{ t}$$

Carga por fricción negativa a 22 m de profundidad, en pilotes cuadrados de 40 cm de lado, según gráfica de la figura 16.

$$FN = 85 \text{ t}$$

Carga útil remanente, después de restar el doble efecto de la fricción negativa, en pilotes cuadrados de 40 cm de lado, a 33.6 m de profundidad.

$$Q_{ur} = 406 - 2(85) \qquad Q_{ur} = 236 \text{ t}$$

Tabla 1
Capacidad última total (Qu) en pilotes
de sección cuadrada, hincados.

Profundi - dad en m		B = 30 cm			B = 40 cm			B = 50 cm	
	Qp en ton	Qf en ton	Qu en ton	Qp en ton	Qf en ton	Qu en ton	Qp en ton	Qf en ton	Qu en ton
5	2.19	5.46	7.65	3.90	7.28	11.18	6.09	9.10	15.19
9.5	3.15	17.07	20.22	5.60	22.76	28.36	8.75	28.45	37.20
16.1	4.19	39.64	43.83	7.44	52.85	60.29	11.63	66.07	77.70
20	5.85	55.65	61.50	10.39	74.20	84.59	16.24	92.74	108.98
24.3	13.70	76.27	89.97	24.35	101.69	126.04	38.05	127.11	165.16
29.4	15.06	114.31	129.37	26.77	152.41	179.18	41.83	190.51	232.34
33.6	17.21	130.63	147.84	30.59	174.19	204.78	47.81	217.72	265.53
33.6	130.50	130.63	261.13	232.00	174.19	406.19	362.50	217.72	580.22
35.6	191.81	147.97	339.78	341.00	197.29	538.29	532.81	246.61	779.42

Carga admisible en pilotes cuadrados de 40 cm de lado, a 33.6 m de profundidad para un factor de resistencia de 0.5 (FS = 2).

$$Q_a = 236 \times 0.5 \qquad Q_a = 118 \text{ t}$$

Número de pilotes cuadrados de 40 cm de lado, hincados en perforación previa a 33.6 m de profundidad, considerando una carga total de 1400 t.

$$\text{Núm} = 1400 / 118 \qquad \text{Núm} = 11+ = 12 \text{ pilotes}$$

Para la revisión de asentamientos se recurrió al método de Terzaghi, considerando la carga de los equipos, de la cimentación y la fricción negativa inducida por el relleno, obteniendo en suma un valor de 1.8 cm, por lo tanto admisible.

Si la longitud de los pilotes reductores de asentamiento fuese menor que el valor de 33.6 m fijado, los asentamientos que se inducen superan el valor límite establecido de 2.5 cm.

En la Tabla 2, se muestran las capacidades admisibles de pilotes de sección cuadrada, hincados hasta los Depósitos Arenosos Profundos, ubicados a la profundidad promedio de 33.6 m. Con los datos ahí mostrados se podrá calcular el número de pilotes para cada bloque de cimentación en particular, en función de las cargas actuantes.

Tabla 2
Capacidades admisibles en pilotes cuadrados, hincados.

Lado en cm	Carga última por fricción en t	Carga última por punta en t	Carga última total en t	Fricción negativa a 22 m en t	Carga admisible Fs = 2
30	130.6	130.5	261.1	62.0	68.6
35	172.6	177.6	350.3	72.8	102.4
40	174.2	232.0	406.2	85.0	118.1
45	221.9	293.6	515.6	94.3	163.5
50	217.7	362.5	580.2	105.0	185.1

6.4.3 Longitud de tramos de pilotes.

Para alcanzar la profundidad promedio de proyecto de 33.6 m, será necesario procurarle a los pilotes una longitud de 35 m, que tome en cuenta el espesor del relleno

de sobreelevación y las variaciones locales de la profundidad de los depósitos arenosos donde se apoyará la punta de los pilotes.

De acuerdo a las experiencias disponibles, no es práctico hincar en una sola pieza pilotes de 35 m de longitud, por lo que deberán manejarse en dos tramos: el inferior "fijo" de 15 m y el superior "ajustable" de 20 m.

6.4.4 Junta mecánica entre tramos de pilotes.

Para agilizar el proceso de hincado, se recomienda utilizar alguna de las juntas mecánicas disponibles en el mercado, como las mostradas en la figura 18.

6.4.5 Capacidad admisible de los pilotes a tensión.

Considerando conservadoramente que la junta mecánica mencionada anteriormente, no transmita esfuerzos de tensión, la capacidad admisible a tensión de los pilotes será aportada por la componente friccionante de su tramo superior "ajustable", de 20 metros, con los valores que se indican en la tabla 3 que sigue, los cuales incluyen un factor de seguridad $FS = 2$.

Tabla 3

Capacidad admisible a tensión, en pilotes de sección cuadrada, considerando que su tramo superior es de 20 metros.

Lado del pilote en cm	Capacidad admisible a tensión en t
30	28
40	37
50	46

6.4.6 Separación máxima de pilotes, en función de su área tributaria.

El área tributaria de un pilote puede definirse como la zona del suelo en la que tiene influencia la fricción que pueda desarrollarse sobre el fuste, sea positiva o negativa.

Atendiendo a la teoría de Zeevaert para el cálculo de la fricción negativa, el área tributaria de pilotes puede calcularse con la siguiente expresión:

$$a = \pi (12 r_o)^2$$

donde:

a = área tributaria, en m²

r_o = radio o semiancho de los pilotes, en m

De manera que para los semianchos considerados de entre 15 y 25 centímetros, las áreas tributarias correspondientes estarán comprendidas entre 10 y 28 m, es decir radios de influencia de 2 a 3 metros.

En la tabla 4 se muestran las separaciones máximas entre pilotes de diferentes anchos, en función de su área tributaria.

Tabla 4

Separaciones máximas entre pilotes, en función de su área tributaria.

Lado del pilote en cm	Separación máxima en m
30	3.6
35	4.2
40	4.8
45	5.4
50	6.0

6.5 Soluciones de cimentación para las torres de enfriamiento y tanques varios de almacenamiento.

6.5.1 Torres de enfriamiento.

No habiendo restricciones especiales a lo relativo a la ocurrencia de asentamientos, para el denominado "Estado límite de servicio", es posible proponer para estas estructuras una solución de cimentación por superficie, previo mejoramiento del Estrato Arenoso Superior, ya antes mencionado.

6.5.1.a Estado límite de falla.

Habiendo mejorado la compacidad del Estrato Arenoso Superior, la capacidad de carga para la cimentación bajo análisis, estará controlada por las propiedades mecánicas de la denominada "Primera formación arcillosa", caracterizada con una cohesión de 3 t/m² y un ángulo de fricción interna de 0°.

En tales condiciones, considerando la teoría de Skempton, es de esperarse un valor admisible para la capacidad de carga en zapatas corridas o aisladas, de 7.5 y de 8.1 t/m², que se considera transmitirán las torres de enfriamiento.

6.5.1.b Estado límite de servicio.

Aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi y teniendo en cuenta las dimensiones de los módulos de cimentación de las Torres, de 30 m de ancho por 270 m de largo, el asentamiento máximo esperado a largo plazo en la zona central, por este concepto, será de 8 cm, y en los bordes, de 4 cm. Para obtener la deformación total, a éstos valores deberá sumarse el valor del asentamiento que inducirá el relleno de sobreelevación, estimado en 17.5 cm (fig 13).

De acuerdo al coeficiente de consolidación determinado en los suelos arcillosos, es de esperarse que en el periodo de construcción, se presente un 10 % del monto de los valores de asentamiento antes mencionados, y hasta un 45 % durante los 25 años de vida útil de la Planta (fig 14).

Es decir que durante la vida útil de la Planta se espera que se presente únicamente el 35 % del total de los valores indicados, y así el asentamiento relativo a tomar en cuenta para el diseño estructural será del orden de $0.35 \times 8.0 = 2.8$ cm, con diferenciales del orden de la mitad, lo cual se considera aceptable de acuerdo a los límites establecidos.

6.5.2 Tanques varios de almacenamiento.

En este caso, por su mayor magnitud de cargas así como por la gran extensión que en general comprenden, es claro que también será necesario recurrir a la solución de cimentación mixta integrada por un bloque portante, de concreto, apoyado sobre pilotes reductores de asentamientos, que trabajen por fricción y punta.

A fin de satisfacer el estado límite de servicio, es decir, que la cimentación no experimente asentamientos superiores a 3.8 cm, que es la tolerancia aceptada para estas estructuras, la punta de los pilotes debe quedar apoyada sobre los Depósitos Arenosos Profundos, detectados a una profundidad media de 33.6 m respecto al nivel original del terreno natural.

De manera que los pilotes deberán tener entonces una longitud total de 35 m, para librar el relleno que se colocará para sobre elevar el nivel actual del terreno, y también para tomar en cuenta la posición real del estrato de apoyo citado, en las diferentes zonas del predio.

La propuesta anterior considera la carga de arrastre provocada por el relleno, que actúa como una fricción negativa sobre los pilotes.

Los pilotes serán de concreto, prefabricados, e hincados en una perforación previa, llevada hasta los Depósitos Arenosos Profundos. Estos pilotes podrán ser de sección cuadrada ya que la mayor contribución a su capacidad portante, será por punta.

Para la revisión de los estados límites de falla y de servicio se procede igual que en los puntos 6.4.1 y 6.4.2.

6.6 Soluciones de cimentación para los edificios principales.

Atendiendo al tipo y magnitud de cargas de los edificios principales, la solución de cimentación recomendable para cada uno será:

Edificio Administrativo y de Control.

Es aceptable el uso de zapatas aisladas o continuas, apoyadas sobre el relleno de sobreelevación, previo mejoramiento del Estrato Arenoso Superficial.

Subestaciones.

Se podrán resolver con losas continuas de cimentación, apoyadas directamente sobre el relleno de sobreelevación, previo mejoramiento del Estrato Arenoso Superficial.

Edificios de Compresores y del Almacén.

Para estos dos edificios se requerirá de una cimentación mixta compuesta por zapatas aisladas y pilotes reductores de asentamientos ligados mediante trabes.

6.6.1 Estado límite de falla.

En las figuras 19 y 20 se indica la capacidad de carga admisible por resistencia al esfuerzo cortante para zapatas aisladas y continuas, respectivamente, de distintos anchos y desplantadas en el relleno de sobreelevación.

7 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN DEL CÁRCAMO DE BOMBEO "ON SHORE".

7.1 Parámetros de los suelos.

Se cuenta con un perfil estratigráfico deducido del sondeo BC-1 (Anexo 2). La figura 21 muestra una planta y un corte de ubicación del cárcamo. La tabla 5 indica los valores promedio de los parámetros de los suelos en cuestión.

Tabla 5
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Estrato	γ nat en t/m ³	E en kg/cm ²	ν	Cu en kg/cm ²	C' en kg/cm ²	φ' En °
Arena	2.0	500	0.3	--	0	46
Arcilla blanda	1.7	50	0.5	0.3	--	--
Arcilla firme	1.8	140	0.5	1.2	--	--

Donde:

- γ nat = peso volumétrico natural del terreno
- E = módulo de elasticidad del terreno
- ν = relación de Poisson del terreno
- Cu = cohesión no drenada del terreno
- C', φ' = cohesión y fricción drenada del terreno

7.2 Alternativa de construcción con Jet-Grouting.

En esta alternativa se proyecta inyectar columnas de Jet-Grouting alrededor del perímetro del cárcamo así como en el fondo.

Las columnas de Jet-Grouting alrededor del cárcamo empiezan a la profundidad de 2 m porque la presión de inyección es alta e impide que las columnas empiecen desde la superficie del terreno.

7.2.1 Determinación del ancho de pared de Jet-Grouting.

Las columnas laterales de Jet-Grouting sirven para formar una masa homogénea de mezcla terreno-cemento para garantizar la estabilidad de las paredes durante la fase de excavación, esto se logra mediante el uso de dos líneas de troqueles. Las columnas de Jet-Grouting inyectadas en el fondo sirven para garantizar la estabilidad de éste contra la falla que puede ocurrir durante la fase de excavación.

Se obtiene el ancho de pared formada por la mezcla terreno-cemento analizando los esfuerzos inducidos en el terreno por la excavación del cárcamo. El ancho de pared de Jet-Grouting debe impedir la aparición de esfuerzos induciendo la plasticidad en el terreno alrededor del cárcamo, especialmente en la capa de arcilla blanda. El ancho de 1.5 m fue fijado para un factor de seguridad igual a 2.

$$\frac{\text{Desviador Máximo en la Arcilla Blanda}}{2 C_u} > 2$$

En este análisis se considera que la mezcla terreno-cemento tiene un comportamiento cohesivo de 20 kg/cm² de resistencia en compresión simple. La experiencia de Jet-Grouting en la arcilla blanda de la Ciudad de México, muestra que se puede alcanzar esta resistencia sin problemas, y es más fácil alcanzarla en las arenas.

7.2.2 Determinación del espesor de Jet-Grouting en el fondo.

Se obtiene el espesor del fondo inyectado por Jet-Grouting analizando la falla del fondo por dos métodos diferentes, pero complementarios en este caso.

El primer método, que es el más utilizado, considera el valor de la cohesión del terreno en el fondo de la excavación. En este caso la cohesión es igual a la de la mezcla terreno-cemento $C_{uJG} = 10 \text{ kg/cm}^2$. Considerando una sobrecarga $q_s = 2 \text{ t/m}^2$, y las dimensiones del cárcamo, el factor de seguridad contra la falla del fondo es $FS = 25$. Este factor es obviamente muy alto, pero no toma en cuenta el espesor del fondo tratado por Jet-Grouting.

El segundo método que debe fijar el espesor de la mezcla terreno-cemento en el fondo, considera el equilibrio de esta mezcla bajo el empuje vertical ascendente de la

arcilla blanda al fin de la excavación del cárcamo. Esta zona tratada en el fondo debe estar ligada en todo su espesor a las columnas verticales de Jet-Grouting ubicadas alrededor del cárcamo para hacer contribuir la cohesión de la mezcla terreno-cemento en todo el espesor del fondo.

En este caso, el factor de seguridad está definido por:

$$FS = \frac{Cu_{jc}}{V}$$

Donde V es el esfuerzo cortante entre el fondo y las columnas verticales.

Considerando $FS = 4$, se encuentra un espesor $f = 1.5$ m para la zona tratada en el fondo. Se tomó un factor de seguridad de 4 (considerado como grande) para prevenir las imperfecciones de contacto entre las zonas tratadas en el fondo y alrededor del cárcamo.

7.2.3 Análisis de falla por subpresión.

Al fin de la excavación del cárcamo, tendremos una diferencia del nivel de agua freática de 11.5 m entre el nivel de terreno natural y bajo el fondo tratado del cárcamo. Esta diferencia inducirá un esfuerzo vertical hidráulico ascendente $P_w = 11.5$ t/m² aplicado en la base de la zona tratada en el fondo del cárcamo. Contra este empuje actuarán el peso de toda la mezcla terreno-cemento (alrededor y al fondo del cárcamo) más la contribución de la cohesión de la capa de arcilla blanda al contacto con la mezcla terreno-cemento.

El factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\text{peso} + \text{contribución de la cohesión}}{P_w} = 1.45$$

Este valor puede ser considerado bajo, sin embargo refleja la situación al final de la construcción del cárcamo antes de revestirlo y someterlo a las cargas que harán subir el factor de seguridad. Además si se usan pilotes de fricción bajo el cárcamo, estos contribuirán a subir igualmente el valor del factor de seguridad.

7.3 Alternativa de construcción con Muro Milán y Jet-Grouting.

En esta alternativa se piensa primero inyectar columnas de Jet-Grouting en el fondo del cárcamo, para después construir un Muro Milán alrededor del cárcamo antes de empezar su excavación.

7.3.1 Determinación del ancho de pared del Muro Milán.

El Muro Milán forma una pared de concreto colado y reforzado con malla. El ancho teórico necesario para impedir la aparición de la plasticidad en el terreno alrededor del cárcamo, especialmente en la arcilla blanda, es apenas de algunos centímetros, debido a la alta rigidez del concreto relativa a la de los suelos presentes. Sin embargo tomaremos un ancho igual a 60 cm, el cual es un ancho razonable para garantizar al buen procedimiento de construcción del Muro Milán (fig 22).

7.3.2 Determinación del espesor de Jet-Grouting en el fondo.

El análisis es el mismo que lo propuesto en la alternativa anterior en el inciso 7.2.2; El espesor para la zona tratada en el fondo es de $f = 1.5$ m.

7.3.3 Revisión de la falla por subpresión.

Al final de la excavación del cárcamo, se tendrá una diferencia del nivel de agua freática de 11.5 metros entre el nivel de terreno natural y bajo el fondo tratado del cárcamo. Esta diferencia provocará un esfuerzo vertical hidráulico ascendente igual a 11.5 t/m^2 aplicado en la base de la zona tratada en el fondo del cárcamo. Contra este empuje actuarán el peso del Muro Milán y el de la mezcla terreno-cemento al fondo del cárcamo más la contribución de la cohesión de la capa de arcilla blanda con el Muro Milán. No se tomó en cuenta la fricción entre la capa de arena y el Muro Milán.

El factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\text{peso} + \text{contribución de la cohesión}}{P_w} = 1.22$$

7.3.4 Análisis de los empujes sobre el Muro Milán.

En la figura 23 se muestra el balance de los esfuerzos laterales actuando sobre el Muro Milán; en esta figura la "a" corresponde a los esfuerzos laterales activos y la "p" a los esfuerzos laterales pasivos que actúan sobre el muro.

El análisis de los empujes activos fue realizado con un valor de $K_a = 0.16$ para la arena, el cual es inferior al valor de reposo $K_o = \nu / 1 - \nu = 0.43$ que actúa a más largo plazo.

Los empujes, por metro lineal, correspondientes a las áreas 1, 2, 3 y 4 de la mencionada figura 23 son:

$$R1 = 22.8 \text{ t}, \quad R2 = 46.4 \text{ t}, \quad R3 = 568.2 \text{ t}, \quad R4 = 4.6 \text{ t}$$

$$\Sigma \text{ e. activos} = R1 + R2 + R4 = 73.8 \text{ t}$$

$$\Sigma \text{ e. pasivos} = R3 = 568.2 \text{ t}$$

A esto hay que agregar el efecto de las dos líneas de puntales en los niveles -3 y -7 metros, que aseguran el equilibrio temporal.

8 ESPECIFICACIONES PARA EL HINCADO DE PILOTES.

Alcance.

En la presente especificación se proporcionan los lineamientos para realizar el hincado de los pilotes que constituirán la cimentación de los diferentes componentes de la Planta de Nitrógeno Cantarell (fig 3).

Los pilotes serán de concreto reforzado, de sección cuadrada, hincados a percusión dentro de una perforación previa guía.

La punta de los pilotes deberá apoyarse en los Depósitos Arenosos Profundos, situados a una profundidad promedio de 33.6 m con respecto del nivel actual del terreno, equivalente a la elevación -25.2 msnm.

Procedimiento constructivo.

El proceso de hincado de los pilotes se podrá realizar con los lineamientos señalados a continuación:

1.- El hincado de los pilotes se efectuará a partir del nivel superior del relleno de sobreelevación, colocado después de haber efectuado el despalme.

2.- Antes de hincar cada pilote se deberá ejecutar una perforación previa cuyo diámetro no sea mayor que el ancho del pilote, y llevada hasta los depósitos arenosos profundos.

3.- En caso de presentarse problemas de inestabilidad en las paredes de la perforación, se utilizará un contrademe, si la inestabilidad ocurre en el Estrato Arenoso Superficial, o bien agua o lodo bentonítico, si la inestabilidad ocurre en las Formaciones Arcillosas.

4.- Para garantizar la verticalidad de la perforación deberá contarse con una estructura guía, la cual deberá mantenerse a plomo antes y durante la perforación. No se permitirá el inicio de la perforación si la estructura guía no se encuentra a plomo.

5.- Antes de iniciar el hincado, deberá protegerse el cabezal de los pilotes con un colchón compuesto por tres capas de madera de 5 cm de espesor, unidas cada una de ellas firmemente y sobre las cuales se colocará un capuchón metálico. En caso de que el colchón se dañe deberá reponerse inmediatamente para evitar daños estructurales en la cabeza de los pilotes.

6.- Durante el hincado, el pilote deberá asegurarse contra desplazamientos laterales mediante una estructura guía y deberá contarse con un equipo auxiliar de mordazas para sujetar el pilote, en caso de que este tienda a hundirse por efecto de su propio peso.

7.- El hincado de los pilotes deberá efectuarse mediante un martillo, cuyo peso del pistón móvil oscile entre 0.35 a 0.5 veces el peso del pilote.

8.- Los pilotes deberán entrar a percusión hasta los Depósitos Arenosos Profundos, suspendiéndose el hincado cuando la penetración promedio por golpe en los últimos 10, sea menor al valor de rechazo indicado a continuación:

TABLA 6
PENETRACIÓN POR GOLPE, (RECHAZO)
EN PILOTES CUADRADOS, HINCADOS A 33.6 M

Lado del pilote en cm	Peso del pilote en t	Martillo mínimo "D"	Penetración por golpe en cm	Penetración en los últimos 10 golpes en cm
30	7.26	D30	1.3	13
35	9.88	D36	1.5	15
40	12.90	D46	1.4	14
45	16.33	D62	2.3	23
50	20.16	D80	2.7	27

9.- El desplome máximo permisible del eje longitudinal de los pilotes será igual al 1 % de su longitud total.

10.- En cuanto a la posición en planta de los pilotes, la distancia entre cabezas no deberá diferir en mas de 20 cm con respecto a la de proyecto.

11.- En el nivel de desplante del pilote se permitirá una tolerancia de 10 cm.

12.- Todo pilote cuya integridad estructural resulte dudosa por daños sufridos durante su manejo o hincado, deberá ser reemplazado por uno nuevo.

13.- Después de hincados los pilotes hasta la profundidad de proyecto y con el objeto de lograr una continuidad estructural con la zapata o losa de cimentación y la cabeza de los pilotes, deberá demolerse la parte superior de éstos, hasta alcanzar el nivel de desplante de la cimentación. En caso de que en este nivel, el concreto presente agrietamiento por efecto del hincado será necesario seguir demoliendo hasta descubrir el concreto sano y mediante un nuevo colado ligarlo al resto de la estructura.

9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1.- El área donde se construirá la Planta de Nitrógeno Cantarell, es una zona baja, ubicada a pocos kilómetros de la Laguna de Términos hacia donde desembocan los ríos Candelaria, Chumpán y Palizada, entre otros, donde predominan los depósitos fluvio-lacústres y el nivel freático es superficial con variaciones estacionales.

2.- Atendiendo a la regionalización sísmica de la República Mexicana el coeficiente sísmico que le corresponde al área en estudio para estructuras tipo "A" es de 0.54. Por otra parte, del análisis efectuado para definir el espectro de respuesta del sitio se desprende que el mismo coeficiente se encuentra entre 0.11 y 0.12.

3.- A partir de la exploración realizada, que ha cubierto toda el área de estudio, se ha podido precisar la siguiente secuencia estratigráfica:

Estrato Arenoso Superficial, 0.0 a 5.0 m

Presenta un espesor promedio de 5 m y está compuesto por arena fina, poco arcillosa (SP, SW, SP-SC, SW-SC), en estado medianamente compacto (N=10), color gris verdoso con algunos fragmentos de conchas marinas.

Primera Formación Arcillosa, 5.0 a 20.0 m

Se trata de un manto arcilloso de alta plasticidad (CH) y consistencia blanda (N=2.5), que se extiende hasta los 20 m de profundidad, color gris verdoso, con algunos fragmentos de conchas marinas y materia orgánica (OH).

Segunda Formación Arcillosa, 20.0 a 33.6 m

También está compuesto por arcillas de alta plasticidad (CH), color café verdoso, que en este caso contiene arena y presenta una consistencia dura (N=34), el cual comprende un espesor promedio de 13.6 m aproximadamente.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

Depósitos Arenosos Profundos, 33.6 a más de 40.0 m

Se detectan en toda el área explorada a una profundidad de 33.6 m en promedio y presentan un espesor mayor a 6 m, con una consistencia compacta (N=45).

4.- Los análisis químicos efectuados a muestras del suelo superficial obtenidas tanto del área de la planta como de la línea de conducción, indican que los contenidos promedio de cloruros y sulfatos son de 0.21 y 0.025 %, respectivamente, y el grado de alcalinidad (PH), también en promedio, es de 8.58.

5.- Los análisis químicos efectuados a muestras de agua, extraídas de los piezómetros, determinan contenidos promedio de cloruros y sulfatos de 5799 y 403 ppm, respectivamente, un PH promedio de 7.9 y 3 ppm de materia orgánica.

6.- Por lo expresado en los puntos anteriores, el cemento que debe utilizarse en la planta, para las estructuras embebidas en el subsuelo, debe ser resistente a los sulfatos.

7.- El nivel freático oscila entre 0.7 y 1.5 m de profundidad y en ocasiones se encuentra por arriba del nivel del terreno natural.

8.- A partir de las primeras mediciones en los pozos de observación del nivel freático que alcanzan profundidades de 6, 8 y 10 m, y en las estaciones piezométricas con elementos instalados a profundidades de 5, 17, 18.5, 20, 30, 33 y 38 m, resulta que la presión de agua en el subsuelo es igual a la hidrostática, es decir que no se registran abatimientos ni subpresiones.

9.- Como antes se ha señalado, los suelos que forman el estrato arenoso superficial son susceptibles de experimentar licuación durante la ocurrencia de un sismo, la cual puede traducirse en asentamientos bruscos de magnitud no despreciable que podrían causar daño importante a las estructuras apoyadas por superficie, de manera que para reducir los riesgos de una posible falla por esta causa, se recomienda efectuar su mejoramiento mediante el método de compactación por vibrado que ha sido descrito en el punto 6.3.

10.- Las cimentaciones de las estructuras sensibles a asentamientos, deberán ser resueltas mediante un bloque portante de concreto, apoyado en pilotes reductores de

asentamientos, trabajando por fricción y por punta, con los valores admisibles de capacidad mostrados en el inciso 6.4.

11.- Los asentamientos inducidos por el relleno de sobreelevación provocarán en los pilotes de cimentación una fuerza parásita de arrastre que actuará como "fricción negativa" en su fuste, mermando su capacidad nominal de carga, es decir que los pilotes deberán cargar el peso del relleno vecino además del propio de las estructuras y equipos que sustentan.

12.- A fin de satisfacer el estado límite de servicio, es decir, que la cimentación no experimente asentamientos mayores a 2.5 cm, la punta de los pilotes deberá quedar apoyada sobre los depósitos arenosos profundos, detectados a una profundidad media de 33.6 m respecto al nivel original de terreno natural.

13.- Los pilotes deberán tener una longitud del orden de 35 m para librar el relleno colocado en la superficie actual del terreno, y también para tomar en cuenta la variabilidad en la posición de los depósitos arenosos profundos. De acuerdo con esto, y considerando que no es práctico hincar pilotes de tal longitud en una sola pieza, deberán manejarse en dos tramos: el inferior "fijo" de 15 m y el superior "ajustable" de 20 m.

14.- Para unir los dos tramos de pilotes convendrá utilizar algún tipo de junta mecánica, de las mostradas en la figura 18, para que el proceso de hincado sea ágil.

15.- Considerando conservadoramente que la junta mecánica mencionada no transmita esfuerzos de tensión, la capacidad admisible a tensión de los pilotes será aportada por la componente friccionante de su tramo superior "ajustable" de 20 m, con los valores que se indican en el punto 6.4.5.

16.- No habiendo restricciones especiales en lo relativo a la ocurrencia de asentamientos para las torres de enfriamiento, es posible proponer una solución de cimentación por superficie, previo mejoramiento del Estrato Arenoso Superficial, ya antes mencionado.

17.- En los otros tanques de almacenamiento, por su mayor magnitud de cargas así como por la gran extensión que comprenden, también será necesario recurrir a la solución de cimentación mixta integrada por un bloque portante de concreto, apoyado

sobre los pilotes reductores de asentamientos, trabajando por fricción y por punta, con las mismas características que los de los equipos especiales.

18.- La solución de cimentación profunda también se aplicará a los edificios de compresores y de almacén, disponiendo los pilotes bajo las zapatas de cada columna, y quedando ligados por trabes.

19.- Por su parte, las estructuras ligeras como son el edificio de control y las subestaciones podrán cimentarse mediante zapatas aisladas y/o continuas, o bien losas continuas, previo mejoramiento del Estrato Arenoso Superficial.

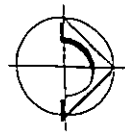
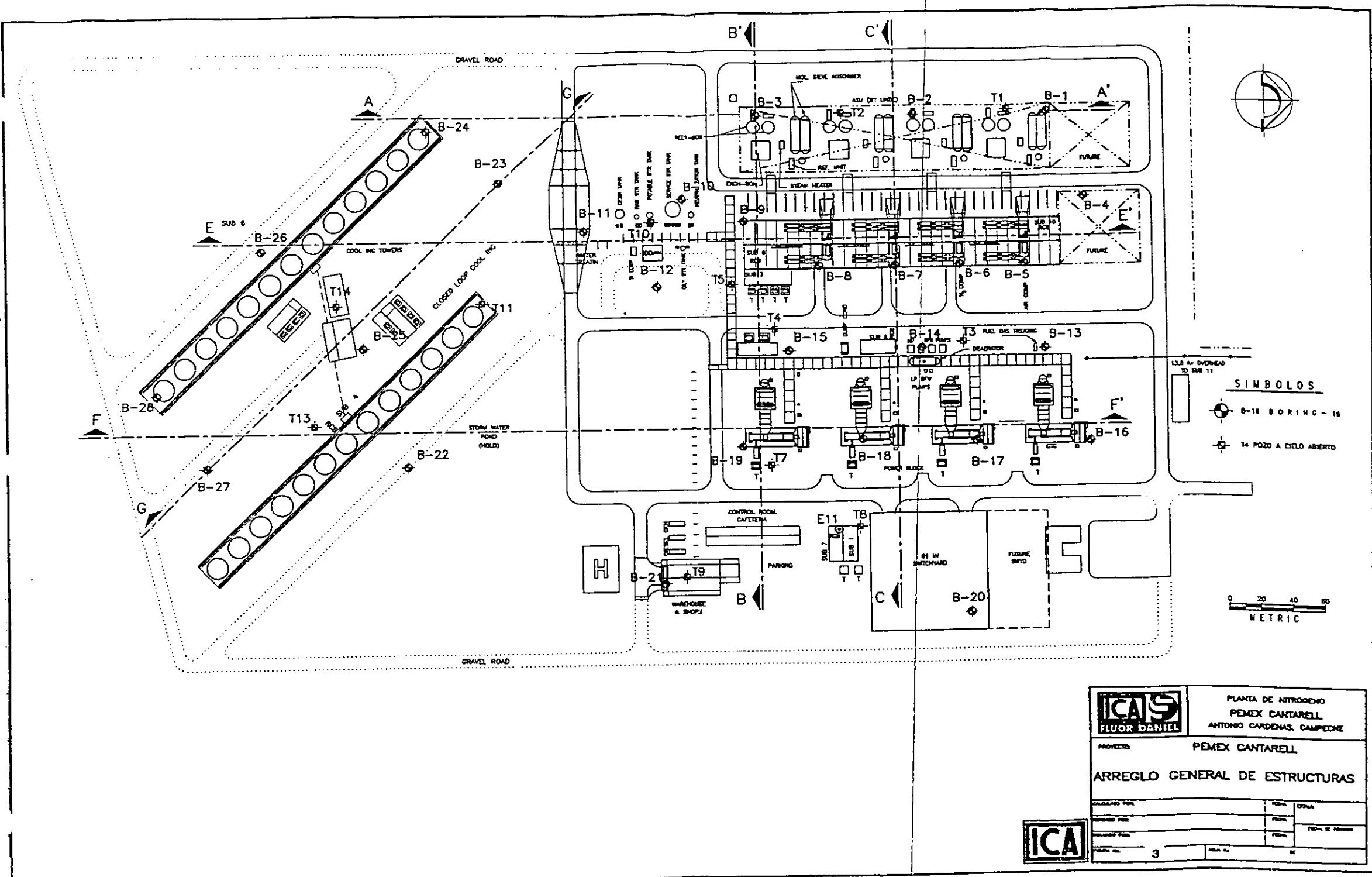
20.- La construcción del cárcamo de bombeo "on-shore", que implica realizar una excavación a 10 m de profundidad, puede hacerse aplicando 2 alternativas: jet-grouting solamente o jet-grouting y muro milán. La segunda parece más factible, pues ofrece una mayor estabilidad de las paredes laterales.

21.- Finalmente, en el capítulo 8 se proporcionan las especificaciones para el hincado de los pilotes, incluyendo el criterio de rechazo.

FIGURAS

LISTA DE FIGURAS

- 1 Croquis de localización
- 2 Geología de la zona
- 3 Arreglo general de estructuras
- 4 Ubicación de sondeos mixtos, B-1 a B-28
- 5 Ubicación de sondeos a cielo abierto, T-1 a T-14
- 6 Ubicación de sondeos eléctricos y pruebas "down-hole"
- 7 Esquema general de la línea de conducción on-shore
- 8 Cortes estratigráficos generales
- 9 Ciclos de carga aplicados en la prueba de placa
- 10 Factores del potencial de licuación del estrato arenoso superficial
- 11 Gráfica de distribución de esfuerzos verticales en el subsuelo y cargas de preconsolidación
- 12 Compactación por vibrado
- 13 Distribución en la profundidad del asentamiento debido al relleno
- 14 Evolución del asentamiento por consolidación debido al relleno
- 15 Carga última de pilotes cuadrados de 30 cm hincados
- 16 Carga última de pilotes cuadrados de 40 cm hincados
- 17 Carga última de pilotes cuadrados de 50 cm hincados
- 18 Junta tipo para pilotes hincados
- 19 Capacidad de carga por resistencia al corte de zapatas aisladas
- 20 Capacidad de carga por resistencia al corte de zapatas continuas
- 21 Perfil estratigráfico y ubicación del cárcamo de bombeo
- 22 Procedimiento constructivo del cárcamo
- 23 Diagrama de empujes sobre muro milán



13.8 m OVERHEAD TO SUB 11

SIMBOLOS

- B-16 BORING - 16
- POZO A CIELO ABIERTO

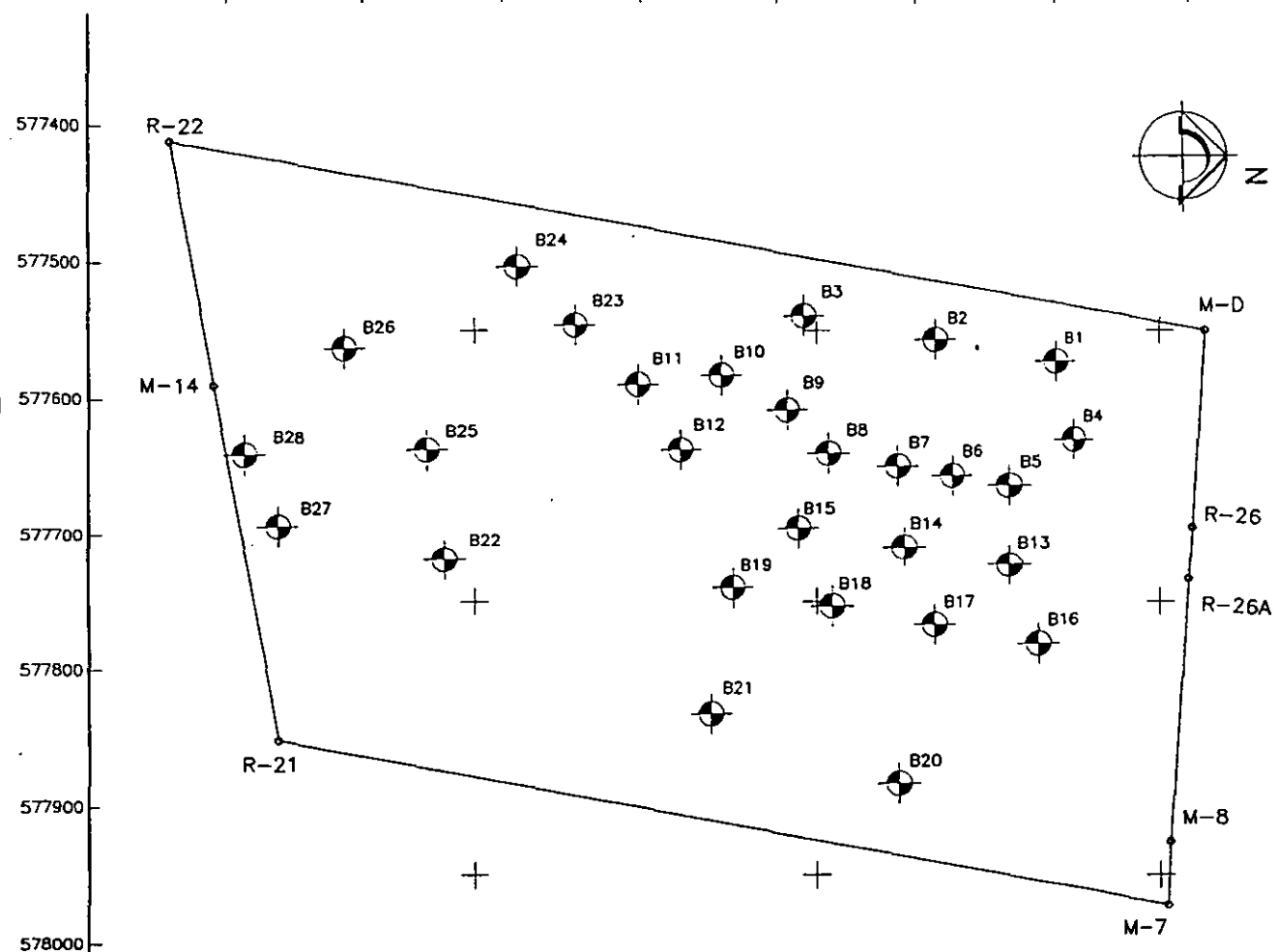
0 20 40 60
METRIC

	PLANTA DE NITROGENO PEMEX CANTARELL ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE	
	PROYECTO: PEMEX CANTARELL	
ARREGLO GENERAL DE ESTRUCTURAS		
DISEÑADO POR:	FECHA:	EDICION:
REVISADO POR:	FECHA:	FECHA DE APROBACION:
APROBADO POR:	FECHA:	FECHA:
HOJA NO. 3	HOJA DE:	DE:



N O R T E

577300 2057300 2057400 2057500 2057600 2057700 2057800 2057900 2058000 2058100 2058200 2058300 2058400 2058500 2058600 2058700



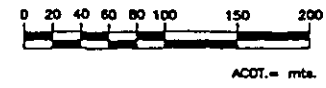
SONDEOS

PUNTO	COORDENADAS		ELEVACION
	ESTE	NORTE	
B1	577572,216	2058001,120	8.46
B2	577556,311	2057914,569	8.53
B3	577538,958	2057820,150	8.23
B4	577629,664	2058040,965	8.28
B5	577663,743	2057968,032	8.61
B6	577656,152	2057926,724	8.26
B7	577648,922	2057887,383	8.55
B8	577639,885	2057838,206	8.52
B9	577607,806	2057807,499	8.32
B10	577582,671	2057759,247	8.53
B11	577589,711	2057697,965	8.63
B12	577637,266	2057729,896	8.56
B13	577722,776	2057968,368	8.52
B14	577708,678	2057891,653	8.47
B15	577694,761	2057815,921	8.43
B16	577780,325	2057988,295	8.30
B17	577766,589	2057913,547	8.50
B18	577753,214	2057840,765	8.70
B19	577739,839	2057767,984	8.45
B20	577882,906	2057888,104	8.77
B21	577832,472	2057751,978	8.63
B22	577718,603	2057858,370	8.23
B23	577545,708	2057652,164	8.45
B24	577503,412	2057610,116	8.37
B25	577637,008	2057545,912	8.19
B26	577563,016	2057486,304	8.18
B27	577694,224	2057436,774	8.10
B28	577641,050	2057412,993	8.11

E S T E

578000

ESCALA GRAFICA



SIMBOLOGIA

B20 SONDEO EXPLORATORIO MIXTO

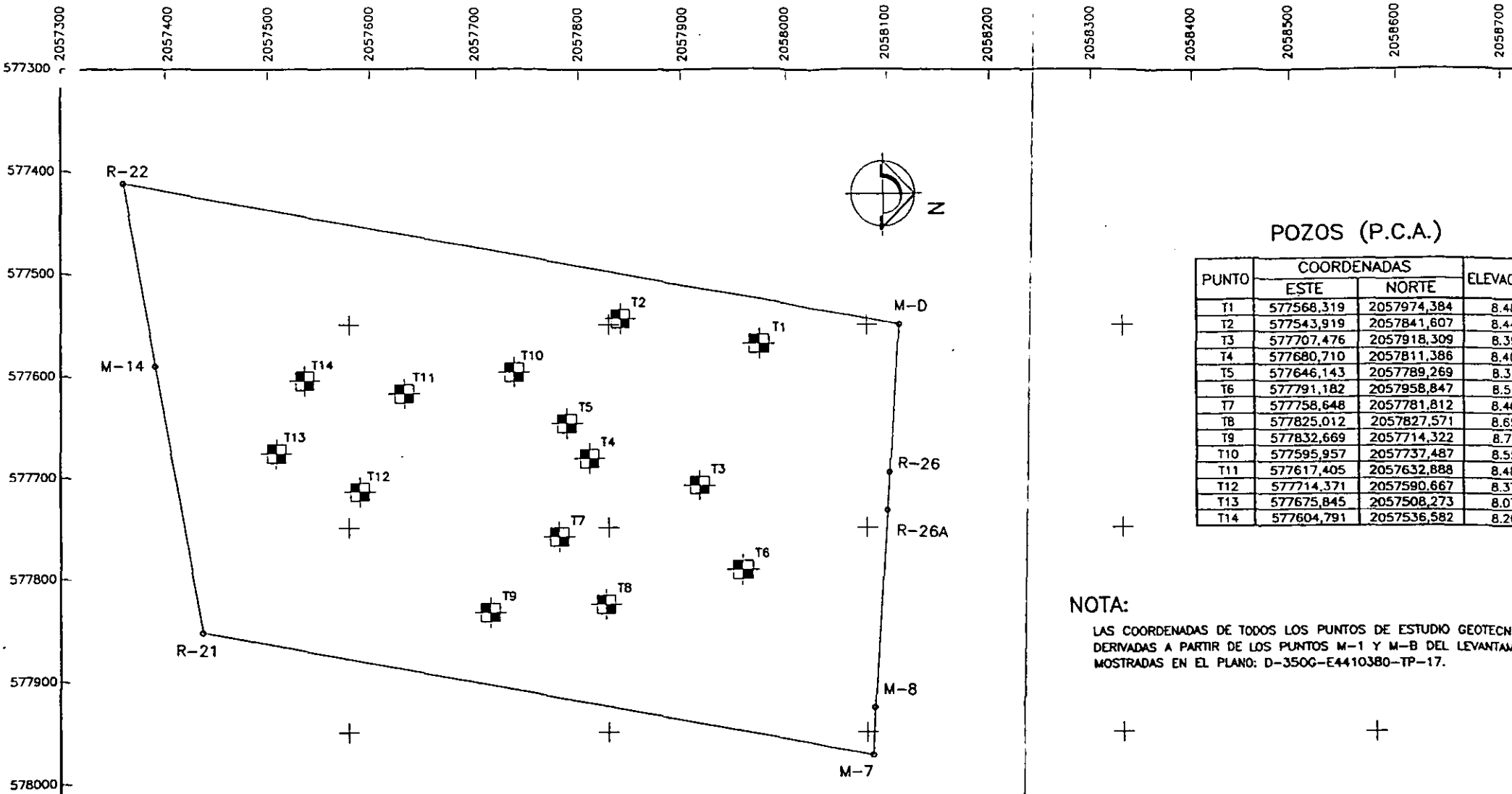
NOTA:

LAS COORDENADAS DE TODOS LOS PUNTOS DE ESTUDIO GEOTECNICO FUERON DERIVADAS A PARTIR DE LOS PUNTOS M-1 Y M-B DEL LEVANTAMIENTO ORIGINAL MOSTRADAS EN EL PLANO: D-350G-E4410380-TP-17.

	PLANTA DE NITROGENO	
	PEMEX CANTARELL ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE	
PROYECTO:	PEMEX CANTARELL UBICACION DE SONDEOS MIXTOS	
CALCULADO POR:	FECHA:	ESCALA:
REVISADO POR:	FECHA:	FECHA DE REVISION:
DIBUJADO POR:	FECHA:	
FIGURA No. 4	HOJA No.	DE



N O R T E

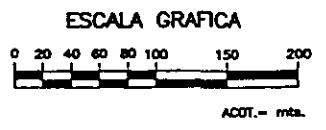


POZOS (P.C.A.)

PUNTO	COORDENADAS		ELEVACION
	ESTE	NORTE	
T1	577568,319	2057974,384	8.48
T2	577543,919	2057841,607	8.44
T3	577707,476	2057918,309	8.39
T4	577680,710	2057811,386	8.40
T5	577646,143	2057789,269	8.31
T6	577791,182	2057958,847	8.51
T7	577758,648	2057781,812	8.40
T8	577825,012	2057827,571	8.65
T9	577832,669	2057714,322	8.71
T10	577595,957	2057737,487	8.55
T11	577617,405	2057632,888	8.48
T12	577714,371	2057590,667	8.37
T13	577675,845	2057508,273	8.07
T14	577604,791	2057536,582	8.20

NOTA:

LAS COORDENADAS DE TODOS LOS PUNTOS DE ESTUDIO GEOTECNICO FUERON DERIVADAS A PARTIR DE LOS PUNTOS M-1 Y M-B DEL LEVANTAMIENTO ORIGINAL MOSTRADAS EN EL PLANO: D-350G-E4410380-TP-17.



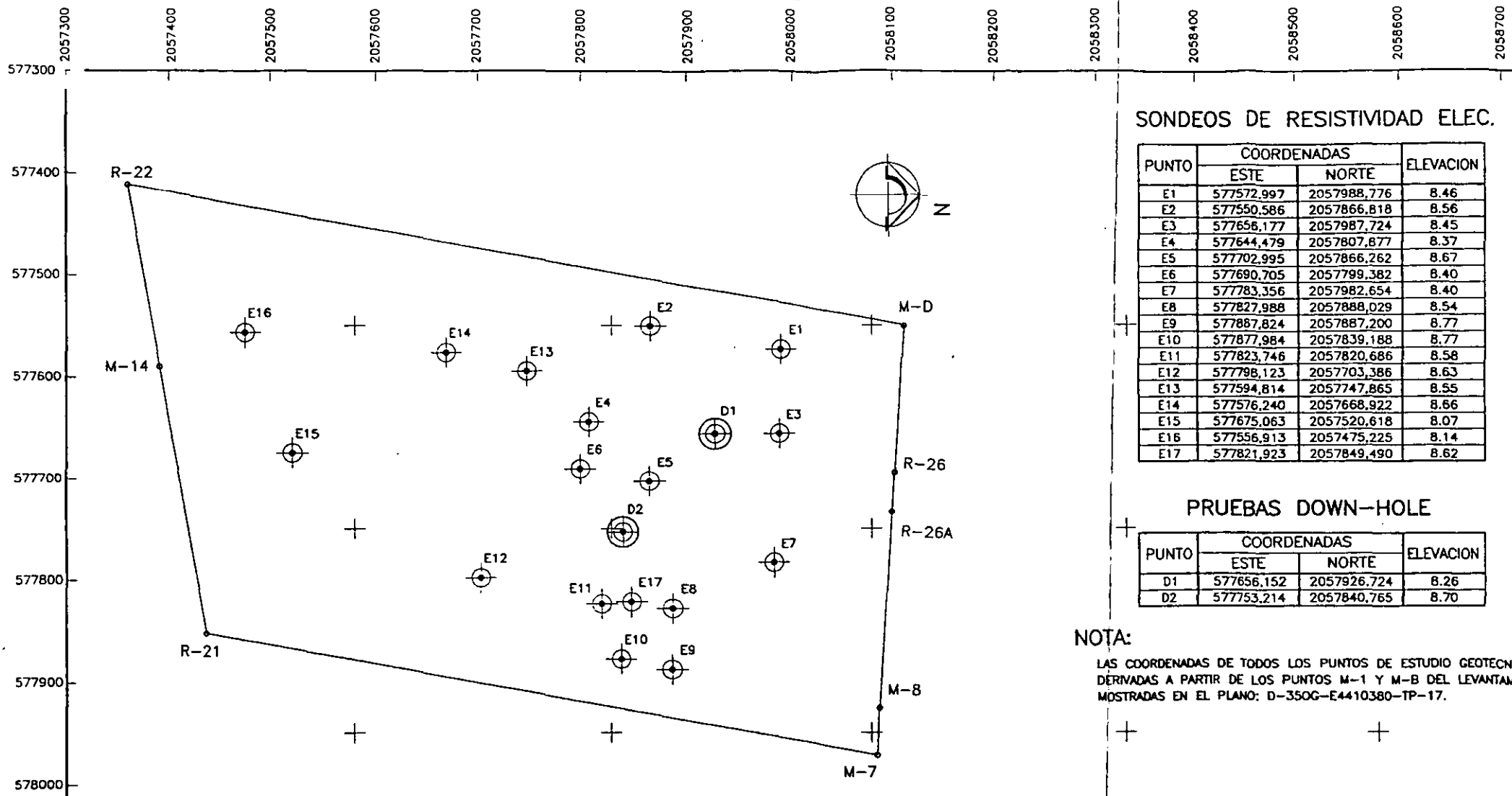
SIMBOLOGIA

T5 SONDEO EXPLORATORIO PCA

	PLANTA DE NITROGENO		
	PEMEX CANTARELL ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE		
PROYECTO:	PEMEX CANTARELL UBICACION DE SONDEOS A CIELO ABIERTO, PCA		
CALCULADO POR:	FECHA:	ESCALA:	
REVISADO POR:	FECHA:	FECHA DE REVISION:	
DIBUJADO POR:	FECHA:		
FIGURA No. 5	Hoja No.	DE	



N O R T E



SONDEOS DE RESISTIVIDAD ELEC.

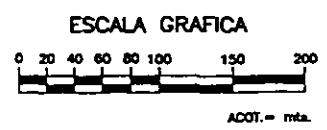
PUNTO	COORDENADAS		ELEVACION
	ESTE	NORTE	
E1	577572,997	2057988,776	8.46
E2	577550,586	2057866,818	8.56
E3	577656,177	2057987,724	8.45
E4	577644,479	2057807,877	8.37
E5	577702,995	2057866,262	8.67
E6	577690,705	2057799,382	8.40
E7	577783,356	2057982,654	8.40
E8	577827,988	2057888,029	8.54
E9	577887,824	2057887,200	8.77
E10	577877,984	2057839,188	8.77
E11	577823,746	2057820,686	8.58
E12	577798,123	2057703,386	8.63
E13	577594,814	2057747,865	8.55
E14	577576,240	2057668,922	8.66
E15	577675,063	2057520,618	8.07
E16	577556,913	2057475,225	8.14
E17	577821,923	2057849,490	8.62

PRUEBAS DOWN-HOLE

PUNTO	COORDENADAS		ELEVACION
	ESTE	NORTE	
D1	577656,152	2057926,724	8.26
D2	577753,214	2057840,765	8.70

NOTA:

LAS COORDENADAS DE TODOS LOS PUNTOS DE ESTUDIO GEOTECNICO FUERON DERIVADAS A PARTIR DE LOS PUNTOS M-1 Y M-B DEL LEVANTAMIENTO ORIGINAL MOSTRADAS EN EL PLANO: D-350G-E4410380-TP-17.

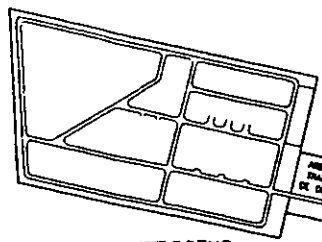


SIMBOLOGIA

- ⊗ E5 SONDEO ELECTRICO VERTICAL
- ⊗ D1 PRUEBA DOWN-HOLE

	PLANTA DE NITROGENO PEMEX CANTARELL ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE	
	PROYECTO: PEMEX CANTARELL	
UBICACION DE SONDEOS ELECTRICOS Y PRUEBAS DOWN-HOLE		
CALCULADO POR:	FECHA:	ESCALA:
REVISADO POR:	FECHA:	FECHA DE REVISION:
DIBUJADO POR:	FECHA:	
FIGURA No. 6	HOJA No.	DE





PLANTA DE NITROGENO

DERECHO DE VÍA
PCA-40

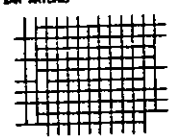
AREA DE TRAMPE DE BUBBLES

PLANTA DE NITROGENO

CAMINO DE ACCESO

CARRERA FEDERAL

SAN ANTONIO



LINIA DE LA PLANTA A LA PLAZA

SONDEOS Ø 100

SONDEOS Ø 100

CANAL EXISTENTE

LINIA HACIA AJASTA

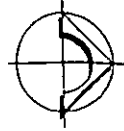
Ø10" (TOTAL 15.00m)
Ø36" (TOTAL 15.00m)
Ø36" (TOTAL 15.00m)

CANAL EXISTENTE
CAMINO A AJASTA



B-C1
PCA-39

GOLFO DE MEXICO

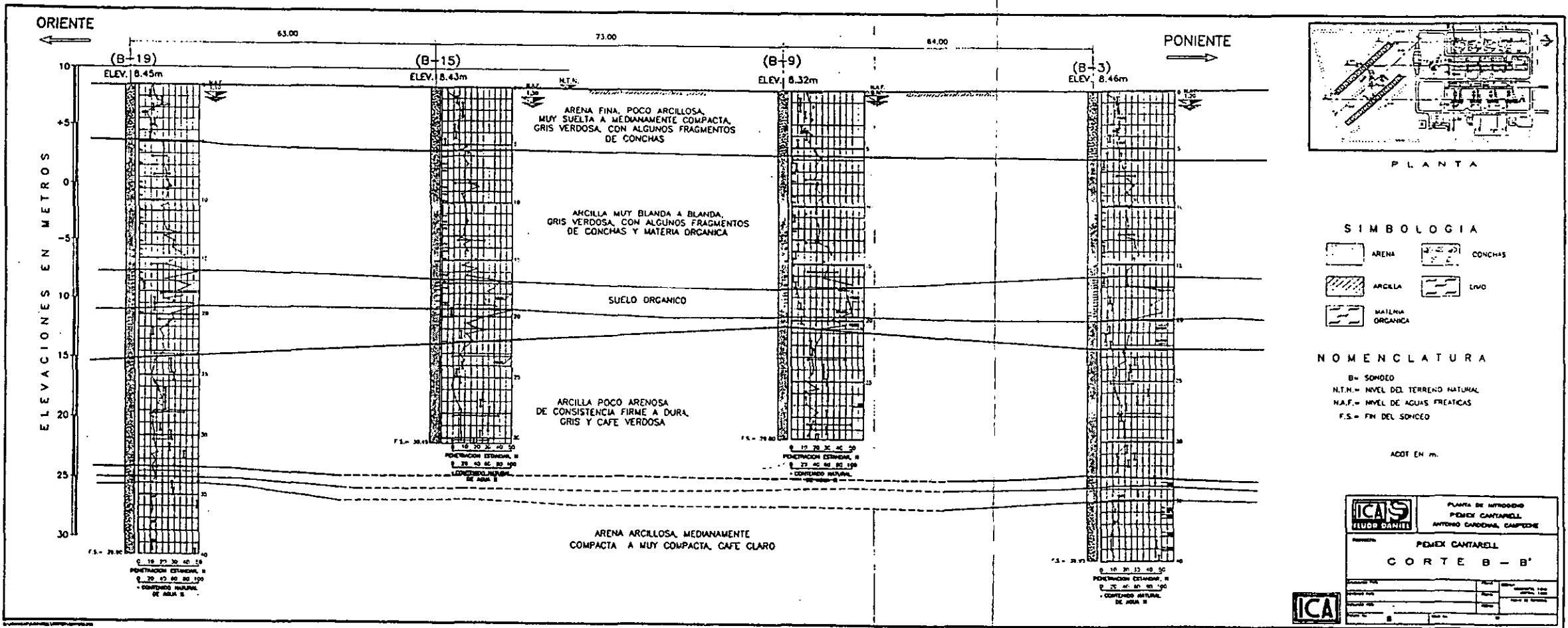


SIMBOLOGIA

- ⊙ E4 SONDEOS DE RESISTIVIDAD ELECTRICA
- ⊕ POZO A CIELO ABIERTO

	PLANTA DE NITROGENO PEMEX CANTARELL ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE	
	PROYECTO: PEMEX CANTARELL	
ESQUEMA GENERAL DE LA LINEA DE CONDUCCION		
CALIFICADO POR:	FECHA:	ESCALA:
DISEÑADO POR:	FECHA:	NÚM.
APROBADO POR:	FECHA:	FORMA DE APROBACION:
FOLIO No: 7	HOJA No:	DE:





ORIENTE

PONIENTE

(B-19) ELEV. 8.45m (B-15) ELEV. 8.43m (B-9) ELEV. 8.32m (B-3) ELEV. 8.46m

ELEVACIONES EN METROS

ARENA FINA, POCO ARCILLOSA, MUY SUELTA A MEDIANAMENTE COMPACTA, GRIS VERDOSA, CON ALGUNOS FRAGMENTOS DE CONCHAS

ARCILLA MUY BLANDA A BLANDA, GRIS VERDOSA, CON ALGUNOS FRAGMENTOS DE CONCHAS Y MATERIA ORGANICA

SUELO ORGANICO

ARCILLA POCO ARENOSA DE CONSISTENCIA FIRME A DURA, GRIS Y CAFE VERDOSA

ARENA ARCILLOSA, MEDIANAMENTE COMPACTA A MUY COMPACTA, CAFE CLARO

F.S. - 28.90
 0 10 20 30 40 50
 PENETRACION ESTANDAR, II
 0 20 40 60 80 100
 CONTENIDO NATURAL DE AGUA II

F.S. - 28.10
 0 10 20 30 40 50
 PENETRACION ESTANDAR, II
 0 20 40 60 80 100
 CONTENIDO NATURAL DE AGUA II

F.S. - 29.80
 0 10 20 30 40 50
 PENETRACION ESTANDAR, II
 0 20 40 60 80 100
 CONTENIDO NATURAL DE AGUA II

F.S. - 28.75
 0 10 20 30 40 50
 PENETRACION ESTANDAR, II
 0 20 40 60 80 100
 CONTENIDO NATURAL DE AGUA II

PLANTA DE NITRÓGENO CANTAREL
PRUEBA DE PLACA

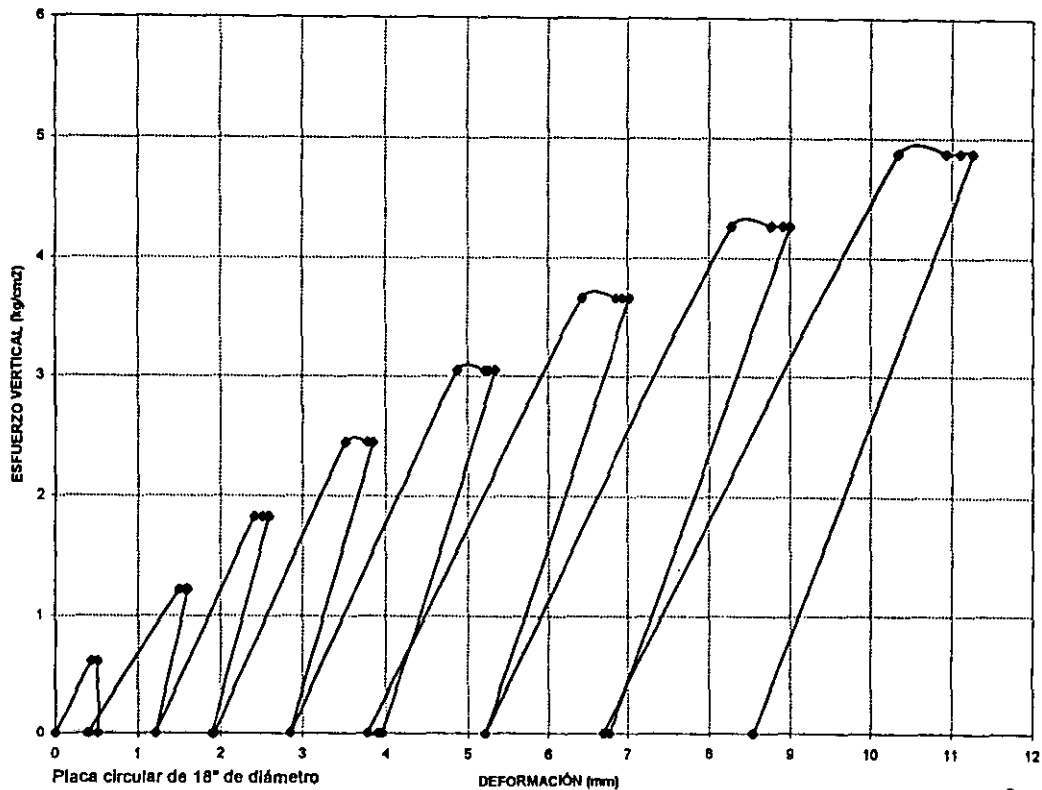


FIG. 9

PLANTA DE NITRÓGENO CANTAREL

FACTORES DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DEL ESTRATO ARENOSO SUPERFICIAL

CARACTERÍSTICA	DESCRIPCIÓN	RESULTADO DEL ANÁLISIS	POTENCIAL	
			SI	NO
Granulometría	Como se presenta en la fig. xx, las arenas finas y arenas limosas son mas susceptibles, especialmente cuando son mal graduadas (SP).	Clasificación S U C S SC SP SW		
Permeabilidad	La permeabilidad es relativamente baja y el drenaje lento.	$k = 1.8 \times 10^{-2}$ cm/seg (Buen drenaje)		
Condiciones del agua del subsuelo	El estrato que es susceptible de estar debajo del nivel freático y saturado.	Elev. NAF -1.0 m respecto al nivel del terreno natural.		
Densidad Relativa	D'Appolonia (1970) sugiere que la licuación puede ocurrir cuando $D_R \leq 50\%$ durante la aceleración del terreno del orden de 0.1g, pero en arenas con $D_R \geq 75\%$ la licuación es poco probable.	$D_R = 40\%$		

Hunt (1984)
 "Geotechnical Engineering Investigation Manual"
 McGraw-Hill, pp. 884.

FIG. 10

PLANTA DE NITRÓGENO
PEMEX CANTARELL
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

B-1

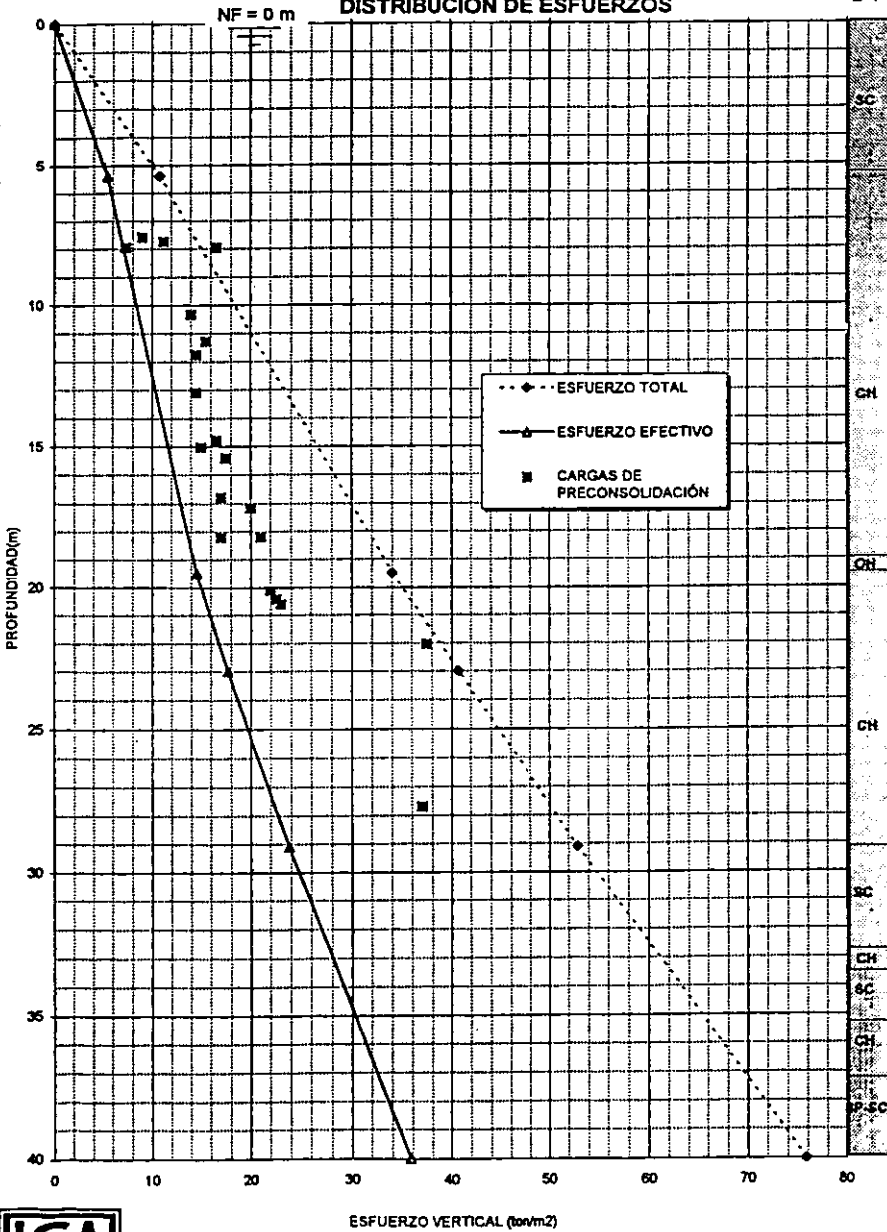
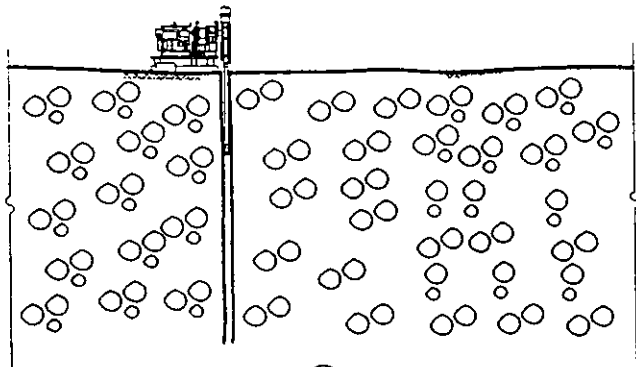
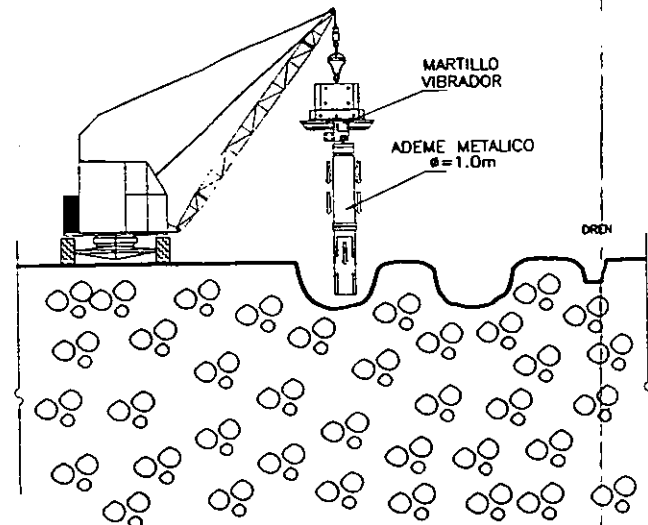


FIG. 11



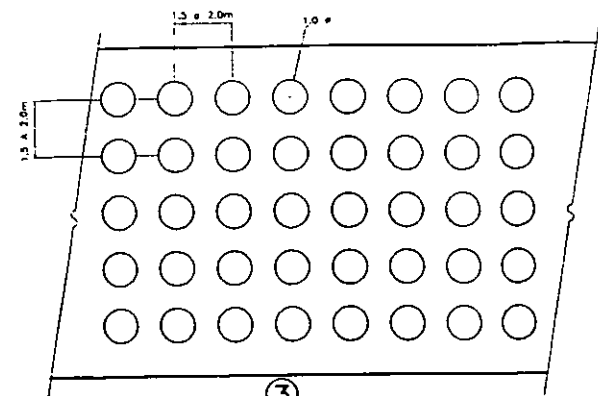
①

SONDEO EXPLORATORIO DE PENETRACION ESTANDAR



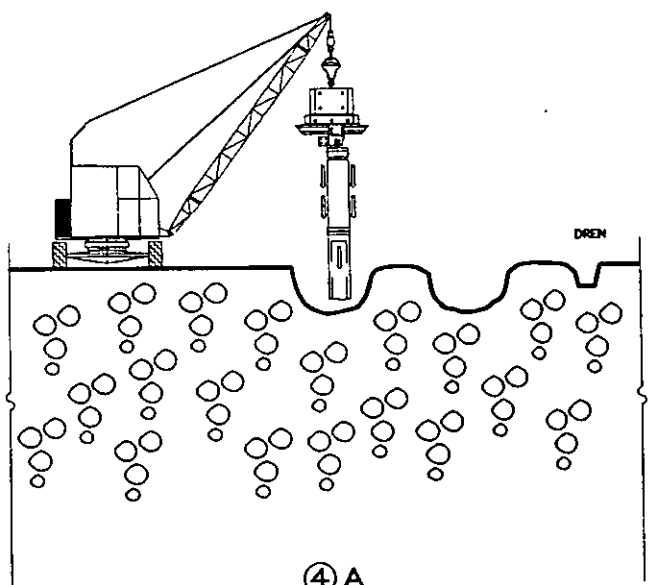
②

INICIO DE PRUEBA DEL METODO Y CALIBRACION DEL MISMO

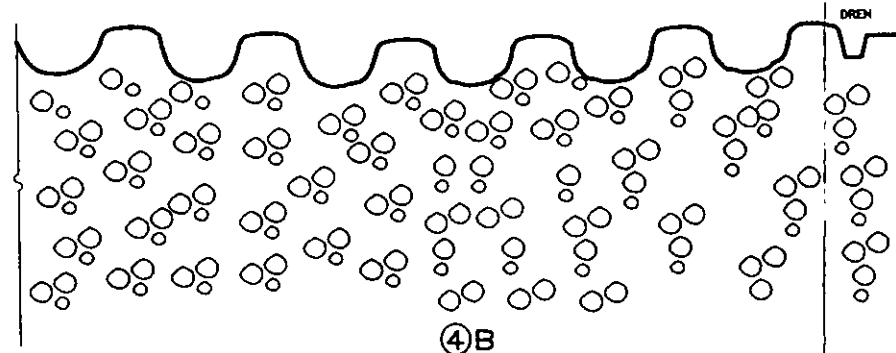


③

CUADRICULA DEL MEJORAMIENTO

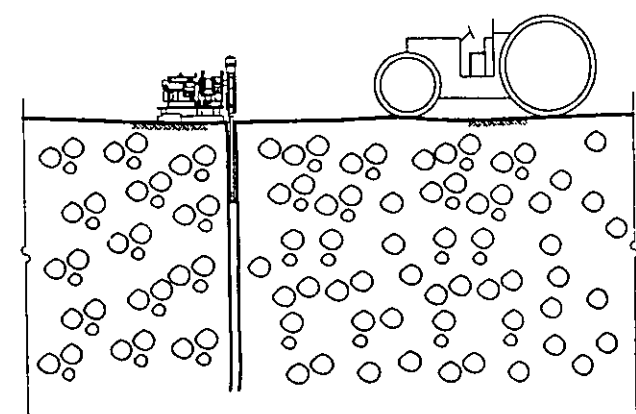


④ A



④ B

ETAPA DE COMPACTACION POR VIBRADO EN FORMA CONTINUA



⑤

EMPAREJADO DE LA SUPERFICIE Y VERIFICACION FINAL CON PENETRACION ESTANDAR

	PLANTA DE NITROGENO PEMEX CANTARELL ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE	
	PROYECTO: PEMEX CANTARELL COMPACTACION POR VIBRADO	
DISEÑADO POR:	FECHA:	ESCALA:
REVISADO POR:	FECHA:	EN ESCALA:
CALIFICADO POR:	FECHA:	FECHA DE REVISION:
FIGURA No. 12	HOJA No.	DE



PLANTA DE NITRÓGENO CANTAREL

CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS, TRABAJANDO POR FRICCIÓN Y PUNTA, DE 40 cm DE LADO

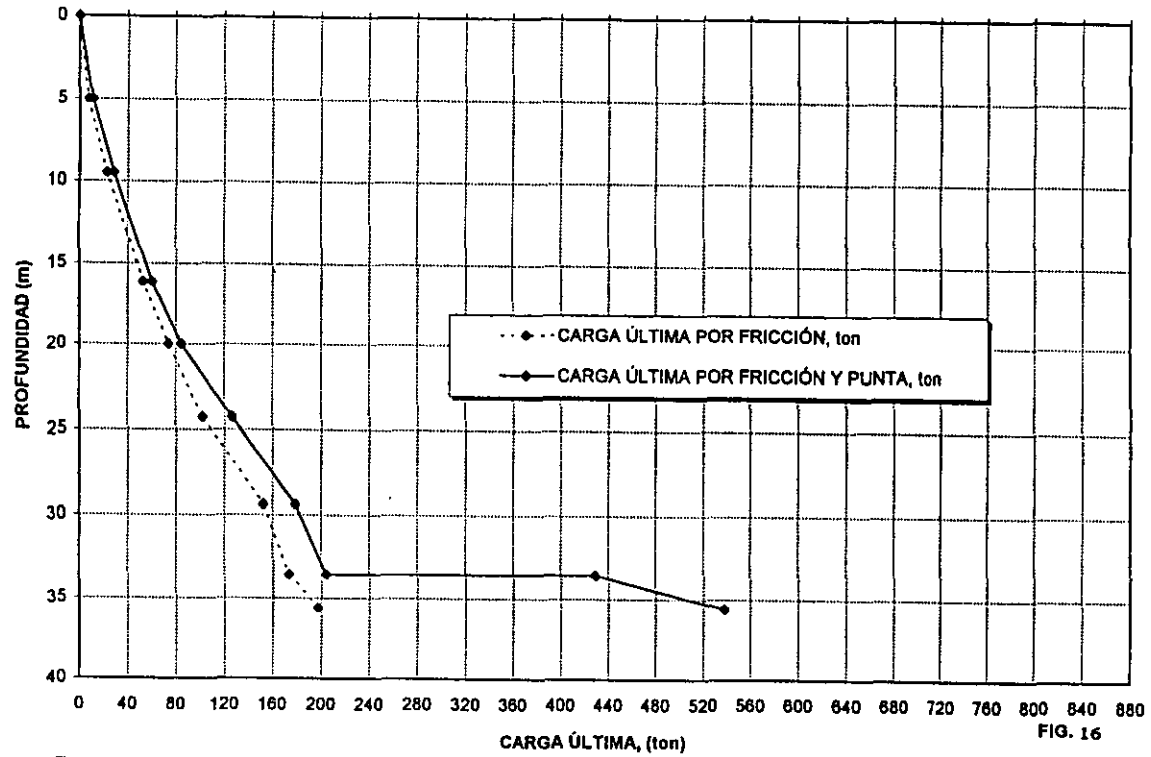
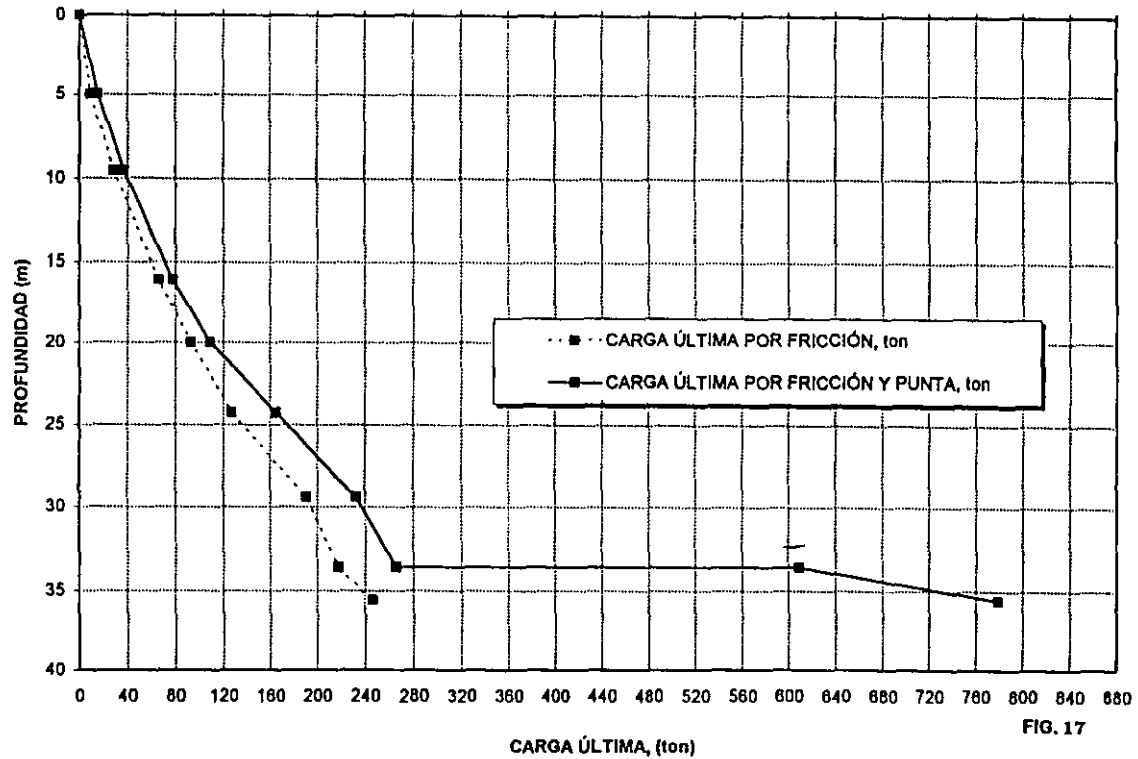
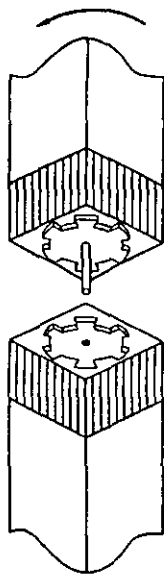


FIG. 16

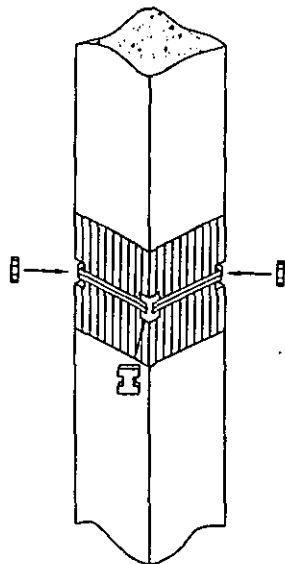
PLANTA DE NITRÓGENO CANTAREL

CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS, TRABAJANDO POR FRICCIÓN Y PUNTA, DE 50 cm DE LADO

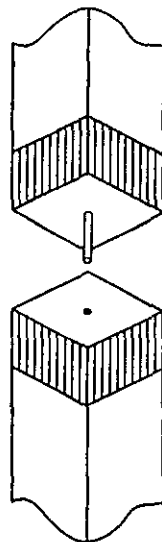




JUNTA DE BAYONETA



JUNTA A BASE DE GRAPAS

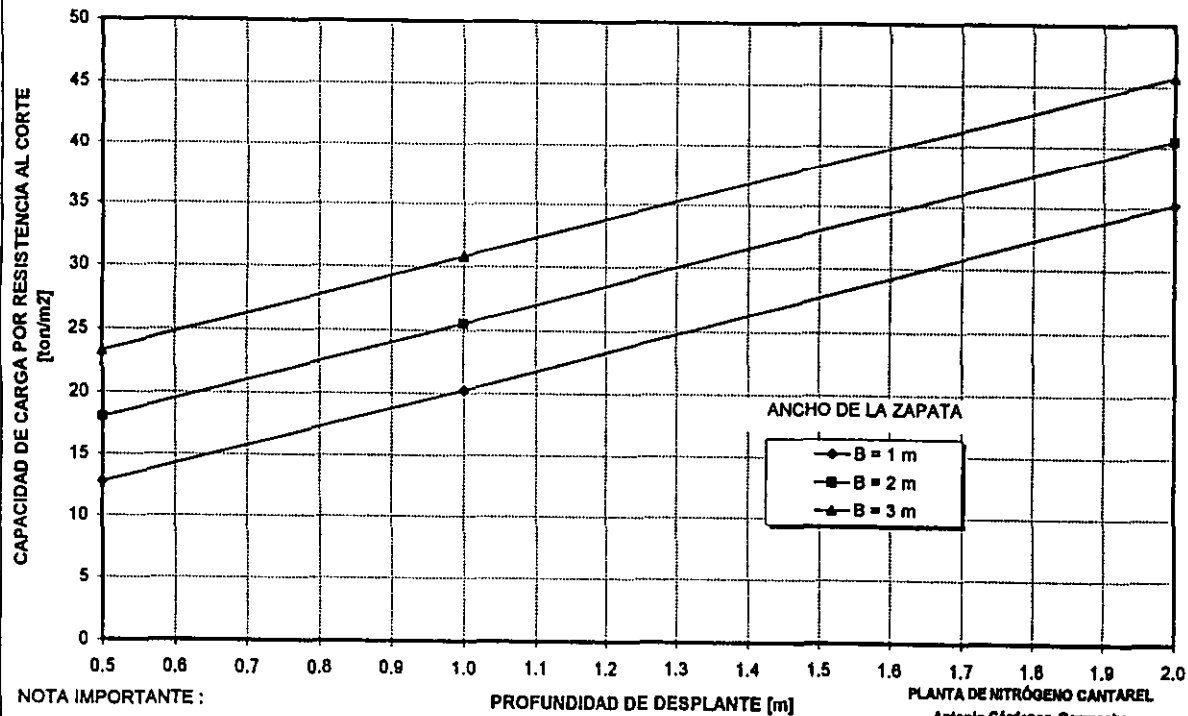


JUNTA CON VARILLA
DE ACERO

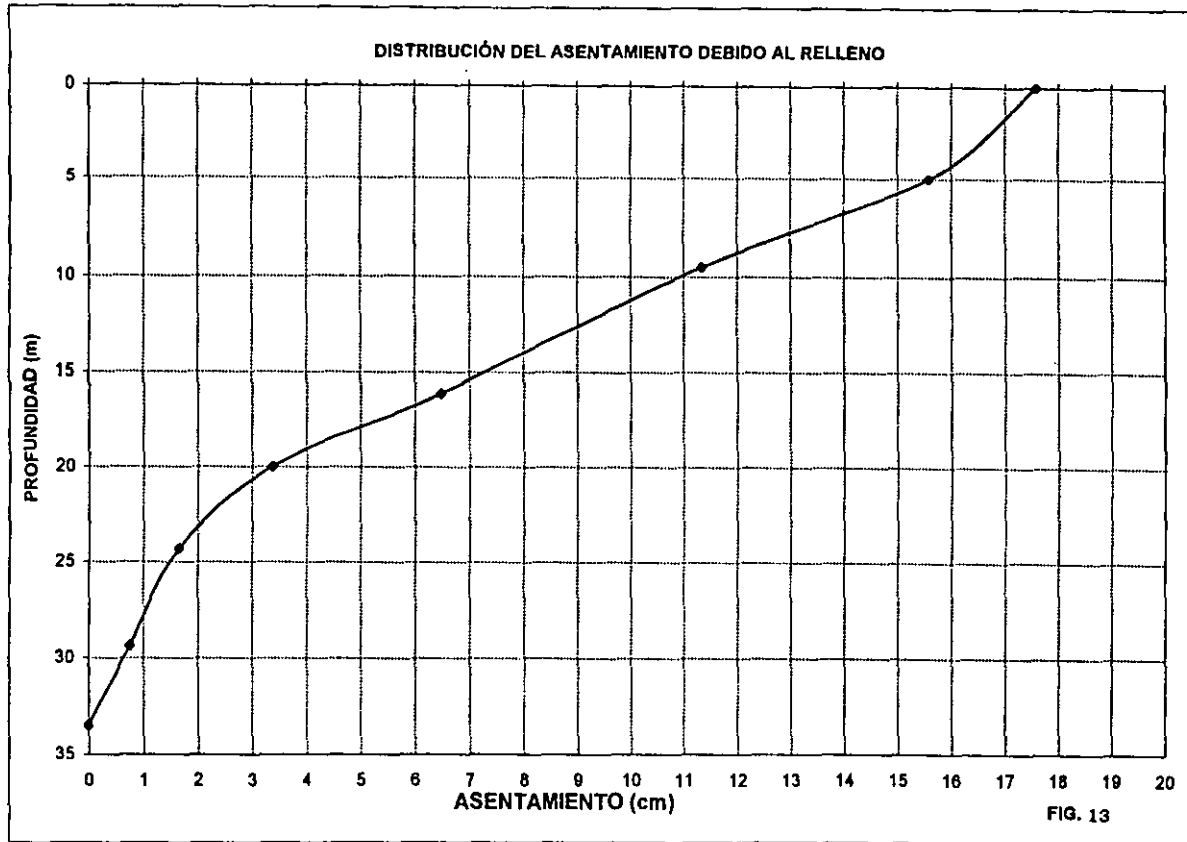


PLANTA DE NITROGENO
PEMEX - CANTARELL
ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE
JUNTAS TIPO
PARA PILOTES HINCADOS

México, D. F., mayo de 1998 Fig. 18



PLANTA DE NITRÓGENO CANTAREL



PLANTA DE NITRÓGENO CANTAREL

EVOLUCIÓN DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN DEBIDO AL RELLENO DE SOBREELEVACIÓN EN EL ÁREA DE LA PLANTA.

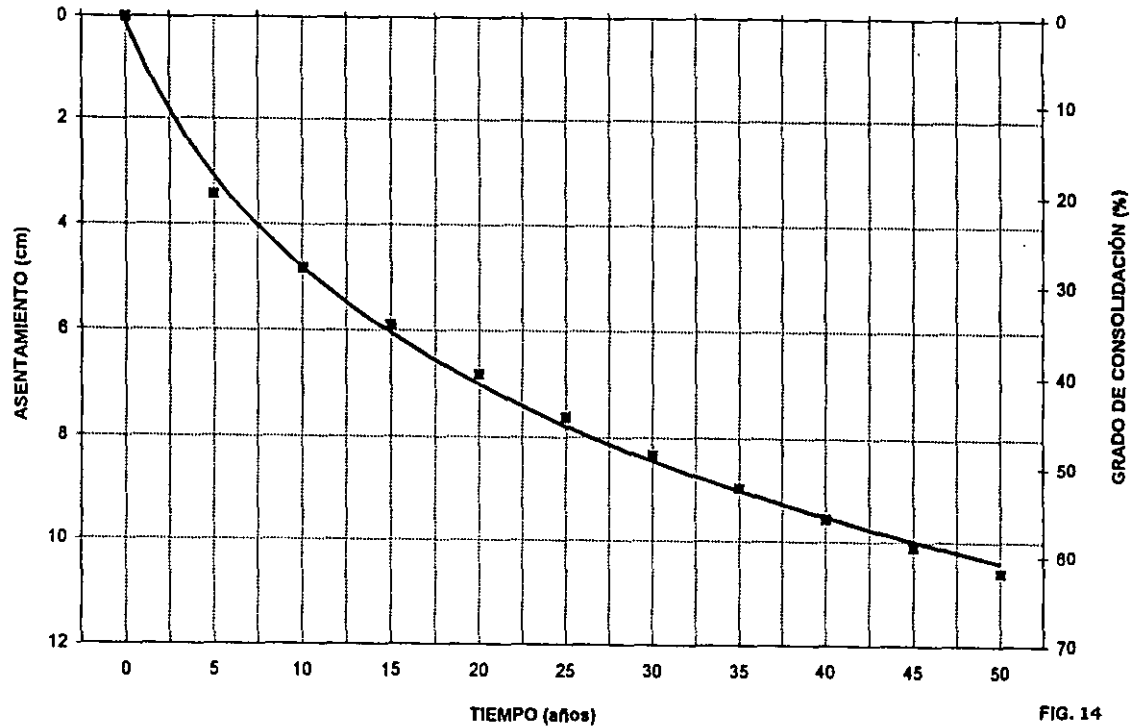


FIG. 14

PLANTA DE NITRÓGENO CANTAREL

CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS, TRABAJANDO
POR FRICCIÓN Y PUNTA, DE 30 cm DE LADO

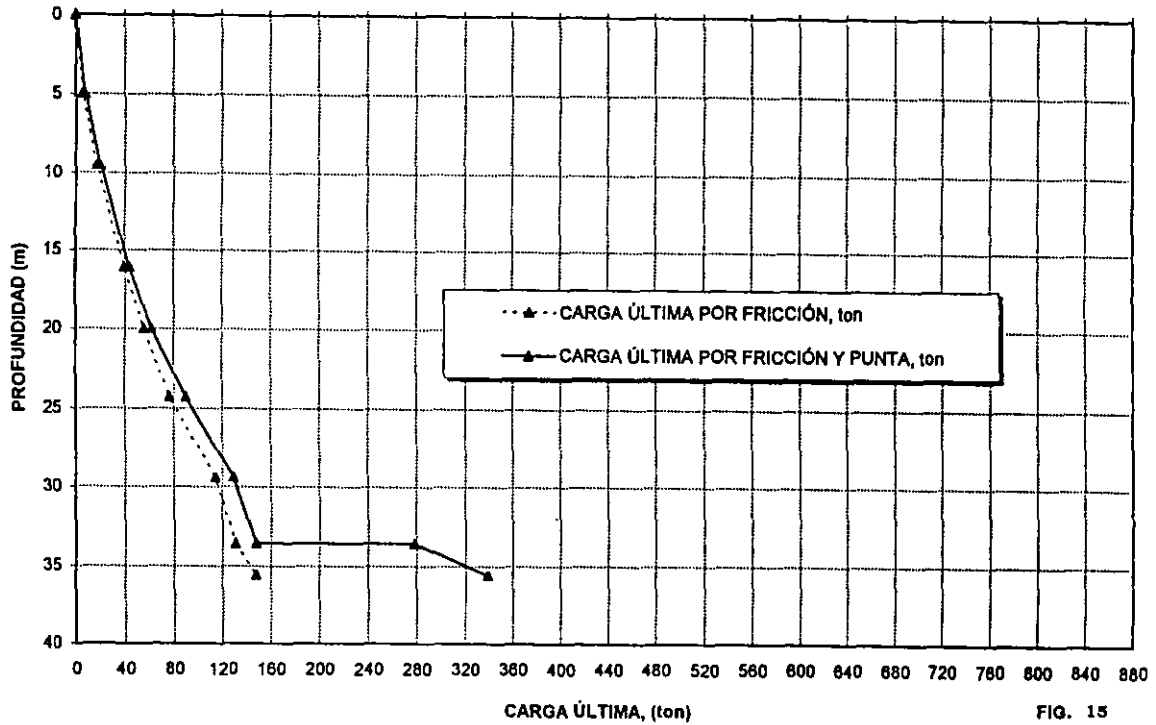
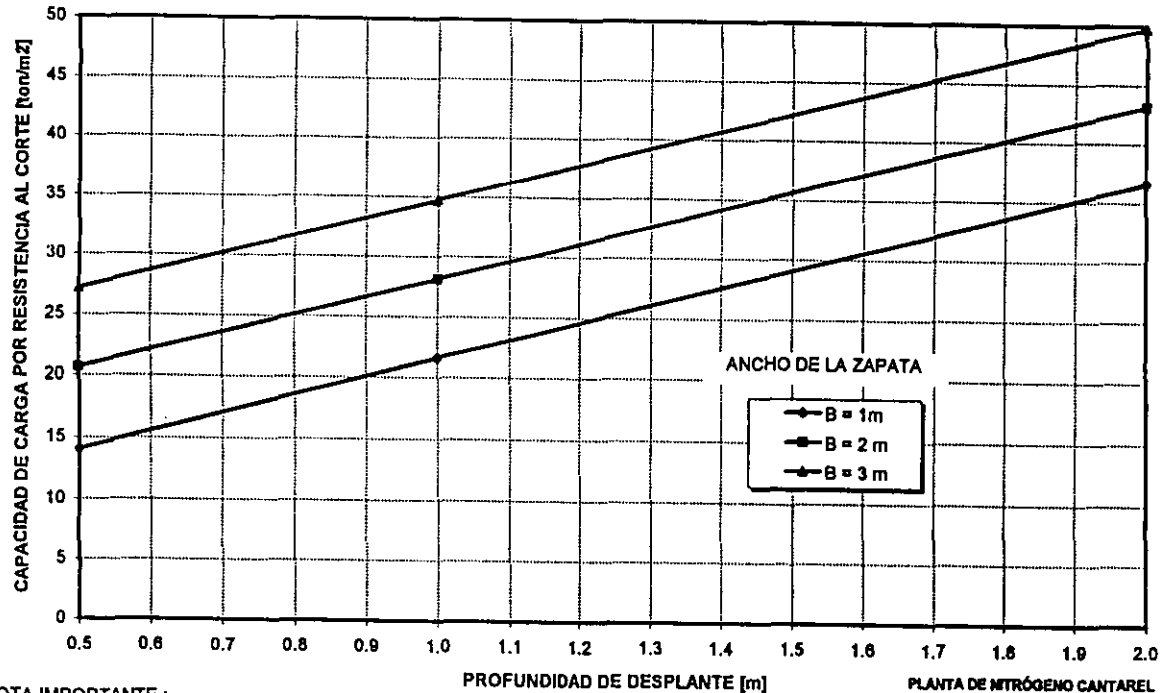


FIG. 15

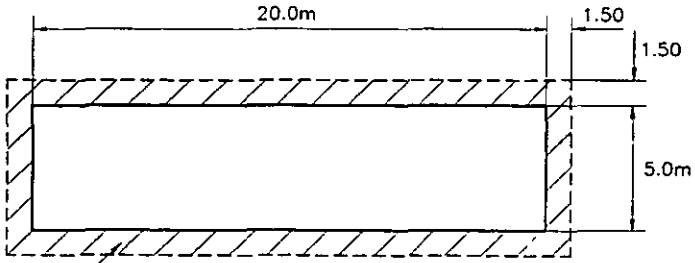


NOTA IMPORTANTE :

La capacidad de carga de trabajo deberá limitarse al valor permisible de asentamientos para cada tipo de estructura.

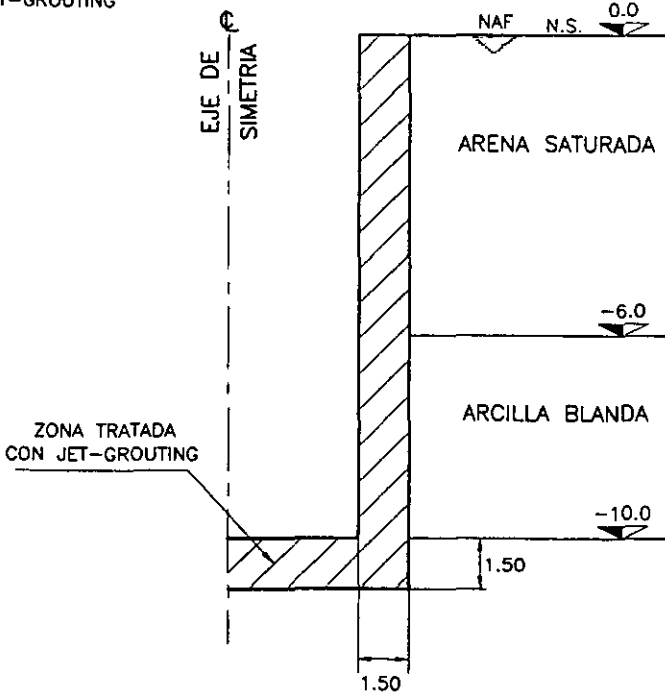


PLANTA DE NITRÓGENO CANTAREL
 Antonio Cárdenas, Campeche
 CAPACIDAD DE CARGA POR
 RESISTENCIA AL CORTE
 DE ZAPATAS CONTÍNUAS
 APOYADAS SOBRE
 EL RELLENO COMPACTADO
 México, D. F., mayo de 1988. fig. 20



ZONA TRATADA
CON JET-GROUTING

PLANTA



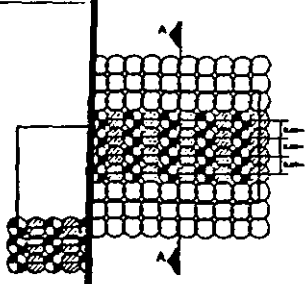
ZONA TRATADA
CON JET-GROUTING

PERFIL

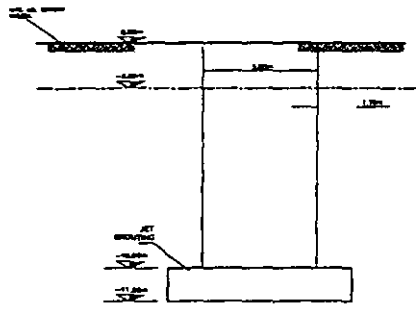
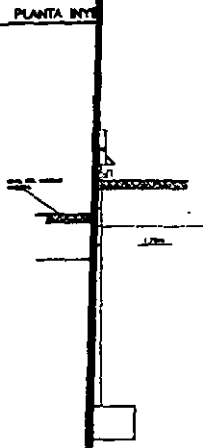
PLANTA DE NITROGENO
PEMEX CANTARELL
ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE
PERFIL ESTRATIGRAFICO
Y UBICACION DEL CARCAMO

México, D. F., marzo de 1998 Fig. 21





PLANTA DE EXCAVACION DEL MURO MILAN

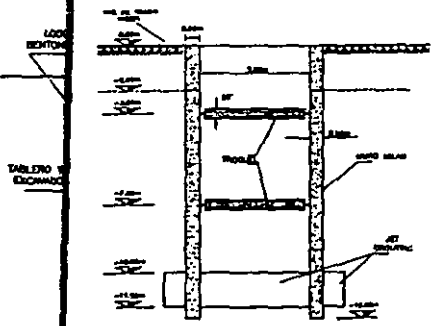


CORTE A-A INYECCION DEL FONDO ETAPA 3


FONDO ETAPA 3

ETAPAS DE INYECCION

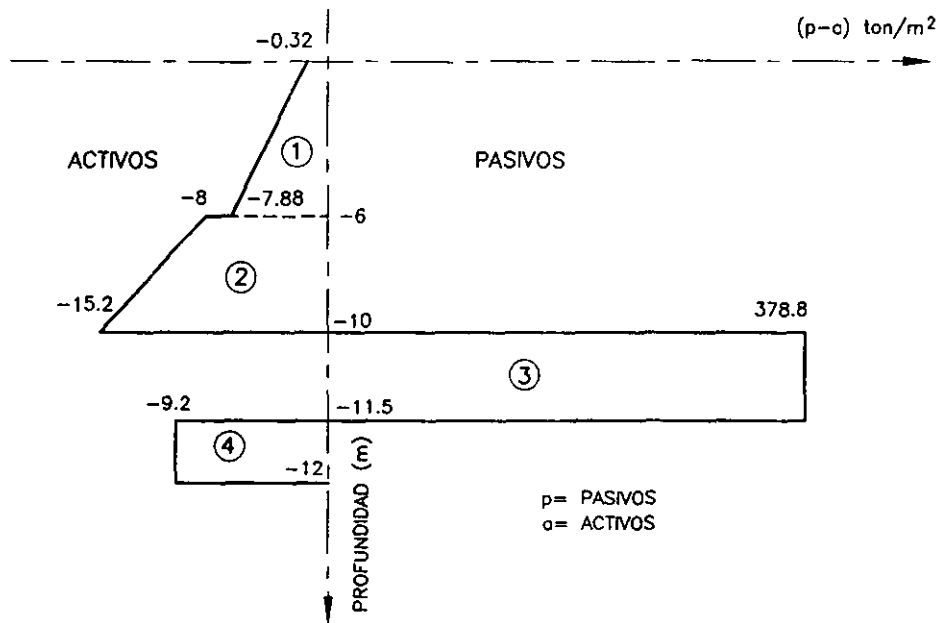
- 1a. ETAPA
- ◐ 2a. ETAPA
- COLUMNAS ELABORADAS



CORTE A-A COLOCACION DE TROQUELES

			PLANTA DE NITROGENO PEMEX CANTARELL ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE		
PROYECTO:			PEMEX CANTARELL		
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL CARCAMO					
CALCULADO POR:	FECHA:	ETIQUETA:			
REDISEÑADO POR:	FECHA:	FECHA DE REVISIÓN:			
DISEÑADO POR:	FECHA:				
NÚMERO: 22	HOJA: 01	DE:			





PLANTA DE NITROGENO
 PEMEX CANTARELL
 ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE
 CARCAMO
 DIAGRAMA DE EMPUJES
 SOBRE EL MURO MILAN

México, D. F., marzo de 1998 Fig. 23

ANEXO 1
PRUEBAS QUÍMICAS DEL
SUBSUELO Y AGUA FREÁTICA



INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C.

Constitución No. 30 Colonia Escandón Delegación Miguel Alemán México, D.F. C.P. 11800
Teléfonos 272-8042 272-8101 272-8204 Fax. 272-8689 Email: imcyc@mail.internet.com.mx

EVALUACION DE PARAMETROS POTENCIALMENTE AGRESIVOS		
Orden de Trabajo No. 171	Informe Técnico No. 92/98	Hoja No. 4 de 11
Cliente INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS S. A. DE C. V.		
Obra 1705 PC PLANTA DE NITROGENO (PEMEX CANTARELL)		
DETERMINACION DE CLORUROS, SULFATOS Y pH		
No. De muestra Cliente	MUESTRA T-14 M-1	Tipo de muestra analizada: SUELO
No. De muestra IMCYC.	Q177	
RESULTADOS DEL ANALISIS		
Determinación de Cloruros (CL ⁻)	0.3	%
Determinación de Sulfatos (SO ₄ ²⁻)	0.04	%
Determinación del grado de Alcalinidad (pH)	8.2	%
Especificación para Sulfatos		
GRADO DE ATAQUE POR SULFATOS CONTENIDOS EN LA MUESTRA	PORCENTAJE DE SULFATOS	
Insignificante	0.00 - 0.10	
Moderado	0.10 - 0.20	
Severo	0.20 - 2.00	
Muy Severo	más de 2.00	
Especificación para Cloruros		
TIPO DE ELEMENTO	%	
Concreto Prestresado	0.08	
Concreto Reforzado en servicio	0.15	
Concreto Reforzado en servicio (seco)	1.00	
Otras construcciones de Concreto Reforzado	0.30	
Especificación para p.H.	no Menor a 8.5	
Observaciones El muestreo no fue responsabilidad del IMCYC. A.C.		
Los resultados son únicamente para la muestra ensayada.		
Referencias ACI 318, NMXC-346 Y ASTM C-114		
Realizó A.J.B.	Revisó ING. DAVID LOPEZ M.	Fecha 31 MARZO 1998



INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C.

Constitución No. 30 Colonia Escandón Delegación Miguel Hidalgo México, D.F. C.P. 11809
Teléfonos 272-8042 272-8101 272-8204 Fax: 272-8689 Email: imcyc@mail.internet.com.mx

IMCYC

EVALUACION DE PARAMETROS POTENCIALMENTE AGRESIVOS		
Orden de Trabajo No. 171	Informe Técnico No. 82/98	Hoja No. 7 de 11
Cliente INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS S. A. DE C. V.		
Obra 1705 PC PLANTA DE NITROGENO (PEMEX CANTARELL)		
DETERMINACION DE CLORUROS, SULFATOS Y pH		
No. De muestra Cliente MUESTRA PCA-1 M-2	Tipo de muestra analizada: SUELO	
No. De muestra IMCYC. Q180		
RESULTADOS DEL ANALISIS		
Determinación de Cloruros (CL ⁻)	0.3	%
Determinación de Sulfatos (SO ⁴ ,)	0.02	%
Determinación del grado de Alcalinidad (pH)	8.4	%
Especificación para Sulfatos		
GRADO DE ATAQUE POR SULFATOS CONTENIDOS EN LA MUESTRA	PORCENTAJE DE SULFATOS	
Insignificante	0.00 - 0.10	
Moderado	0.10 - 0.20	
Severo	0.20 - 2.00	
Muy Severo	más de 2.00	
Especificación para Cloruros		
TIPO DE ELEMENTO	%	
Concreto Prestozado	CONTENIDO MAXIMO DE IONES DE CLORUROS	
Concreto Reforzado en servicio	0.05	
Concreto Reforzado en servicio (seco)	0.15	
Otras construcciones de Concreto Reforzado	1.00	
	0.30	
Especificación para p.H.		no Menor a 8.5
Observaciones	El muestreo no fue responsabilidad del IMCYC, A.C. Los resultados son únicamente para la muestra ensayada.	
Referencias	ACI 318, NMXC-348 Y ASTM C-114	
Realizó A.J.B.	Revisó ING. DAVID LOPEZ M.	Fecha 31 MARZO 1998



INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C.

Constitución No. 50 Colonia Escandón Delegación Miguel Alemán México, D.F. C.P. 11800
Teléfonos 272-8042 272-8101 272-8204 Fax. 272-8889 Email: imcyc@mail.internet.com.mx

IMCYC

ANÁLISIS DE AGUA

Orden de Trabajo No. 238 Informe Técnico No. 126/98 Hoja No. 2 de 4

Cliente INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS S. A. DE C. V.

Obra

No. De muestra Cliente SONDEO SM-1

Procedencia: INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS S. A. DE C. V.

No. De muestra IMCYC. Q257

Fecha de recepción: 30 DE ABRIL DE 1998

RESULTADOS DEL ANALISIS

	Resultados expresados en mg/l (p.p.m.)	Especificación (Límites Máximos)
Color	AMARILLENTO	-----
Olor	INODORO	-----
Aspecto	TURBIO	-----
Sedimento	10230 P.P.M.	2000 p.p.m.
pH	7.7	No menor de 6,5
Cloruros (Cl ⁻)	4012 P.P.M.	400 p.p.m.
Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	293 P.P.M.	3000 p.p.m.
Alcalinidad (CO ₃ ⁻²)	-	600 p.p.m.
Alcalinidad (HCO ₃ ⁻)	846 P.P.M.	-----
Calcio (Ca ⁺²)	117 P.P.M.	-----
Magnesio (Mg ⁺²)	287 P.P.M.	100 p.p.m.
Materia Orgánica (Oxígeno consumido en medio ácido)	4 P.P.M.	150 p.p.m.
Grasas y aceites	0 P.P.M.	0 p.p.m.
Alcalis totales (Na ⁺)	1437 P.P.M.	300 p.p.m.

Observaciones El muestreo no fue responsabilidad del IMCYC. A.C.

Los resultados son únicamente para la muestra ensayada.

Referencias NMX C-122

Realizó A.J.B.

Revisó ING. DAVID LOPEZ M.

Fecha 7 MAYO 1998

ANEXO 2
PRUEBAS DE LABORATORIO
DEL SUBSUELO

T-1

Ground elevation: m

Drilling date: 11 march 1998

SOIL STRATIGRAPHY				SAMPLE NO.	UNIT WEIGHT Ton/m ³	NATURAL WATER CONTENT % ○ LIQUID LIMIT % △ PLASTIC LIMIT % 20 40 60 80	COHESION OBTAINED BY ● LAB VANE TEST × UNCONFIRMED COMPRESSION ▲ LIJ TRIAXIAL COMPRESSION ■ CU TRIAXIAL COMPRESSION kg/cm ²	DEPTH, m
DEPTH m.	DESCRIPTION	SYMBOLS	USCS CLASSIF.					
0.35	Clay	[diagonal lines]						0
N.A.F. 1.10	Silty sand	[dots]	SM	MC1		●		1.0
1.50	Silty sand	[dots]	SM	MC2		●		2.0
3.00	Silty sand	[dots]	SM			●		3.0

F= Fines MC= Cubic sample
 S= Sand MR= Representative sample
 G= Gravel S/R= Without sample

T-2

Ground elevation: m

Drilling date: 11 march 1998

SOIL STRATIGRAPHY				SAMPLE NO.	UNIT WEIGHT Ton/m ³	NATURAL WATER CONTENT % ○ LIQUID LIMIT % △ PLASTIC LIMIT % 20 40 60 80	COHESION OBTAINED BY ● LAB VANE TEST × UNCONFIRMED COMPRESSION ▲ LIJ TRIAXIAL COMPRESSION ■ CU TRIAXIAL COMPRESSION kg/cm ²	DEPTH, m
DEPTH m.	DESCRIPTION	SYMBOLS	USCS CLASSIF.					
0.25	Silt	[horizontal lines]						0
0.65	Sand	[dots]						1.0
1.10	Sand	[dots]						2.0
N.A.F. 1.50	Sand	[dots]						3.0
1.60	Sand	[dots]						3.0

F= Fines MC= Cubic sample
 S= Sand MR= Representative sample
 G= Gravel S/R= Without sample

SIMBOLOGY

[XXXXXX]	FILL	[dots]	SAND
[horizontal lines]	SILT	[wavy lines]	ORGANIC MATTER
[diagonal lines]	CLAY	[circles]	CLAM SHELLS



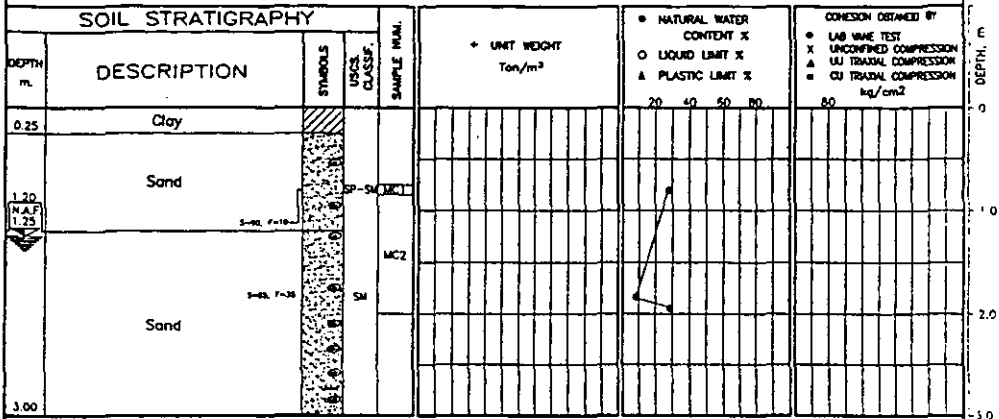
CANTAREL NITROGEN PLANT
 ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE
 T-1-2
 SOIL PROFILE

México, D. F., march, 1998 Fig.

T-5

Ground elevation: 8.31m

Drilling date: 6 march 1998

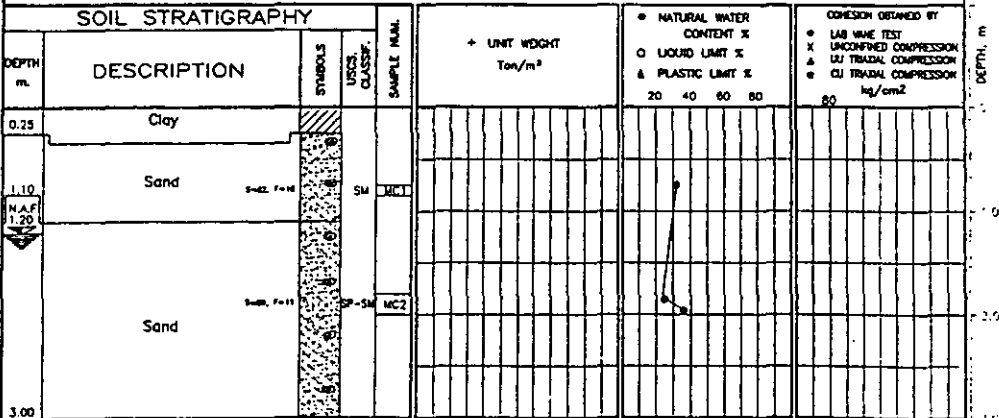


F = Fines
 S = Sand
 G = Gravel
 MC = Cubic sample
 WR = Representative sample
 S/R = Without sample

T-6

Ground elevation: 8.51m

Drilling date: 7 march 1998



F = Fines
 S = Sand
 G = Gravel
 MC = Cubic sample
 WR = Representative sample
 S/R = Without sample

SIMBOLOGY

	FILL		SAND
	SILT		ORGANIC MATTER
	CLAY		CLAM SHELLS



CANTAREL NITROGEN PLANT
 ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE

T-5-6
 SOIL PROFILE

México, D. F., marzo de 1998 Fig.

PCA-1

Ground elevation: m

LINE km 0+200

Drilling date: 11 march 1998

SOIL STRATIGRAPHY				SAMPLE NO./M	+ UNIT WEIGHT Ton/m ³	<ul style="list-style-type: none"> • NATURAL WATER CONTENT % ○ LIQUID LIMIT % △ PLASTIC LIMIT % 	COHESION OBTAINED BY <ul style="list-style-type: none"> • LAB WANE TEST × UNCONFIRMED COMPRESSION △ UU TRIAXIAL COMPRESSION • CU TRIAXIAL COMPRESSION kg/cm ²	DEPTH, m
DEPTH, m	DESCRIPTION	SYMBOLS USCS CLASSIF.	SYMBOL					
0.30	Sandy silt	[Symbol]						
0.33	Silty sand	[Symbol]						
1.80	Sand	[Symbol]	MC1					
3.00								

F= Fines MC= Cubic sample
 S= Sand MR= Representative sample
 G= Gravel S/R= Without sample

PCA-2

Ground elevation: m

LINE km 1+000

Drilling date: 11 march 1998

SOIL STRATIGRAPHY				SAMPLE NO./M	+ UNIT WEIGHT Ton/m ³	<ul style="list-style-type: none"> • NATURAL WATER CONTENT % ○ LIQUID LIMIT % △ PLASTIC LIMIT % 	COHESION OBTAINED BY <ul style="list-style-type: none"> • LAB WANE TEST × UNCONFIRMED COMPRESSION △ UU TRIAXIAL COMPRESSION • CU TRIAXIAL COMPRESSION kg/cm ²	DEPTH, m
DEPTH, m	DESCRIPTION	SYMBOLS USCS CLASSIF.	SYMBOL					
0.15	Sandy silt	[Symbol]						
0.35	Sandy silt	[Symbol]						
1.40	Silty sand	[Symbol]	MC1					
1.60			MR1					
1.80			MC2					
3.00	Sand	[Symbol]						

SIMBOLOGY

[Symbol]	FILL	[Symbol]	SAND
[Symbol]	SILT	[Symbol]	ORGANIC MATTER
[Symbol]	CLAY	[Symbol]	CLAM SHELLS

F= Fines MC= Cubic sample
 S= Sand MR= Representative sample
 G= Gravel S/R= Without sample



CANTAREL NITROGEN PLANT
 ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE
 PCA-1-2
 SOIL PROFILE

México, D. F., march 1998 Fig.

PCA-6

Ground elevation: m

LINE km 2+320

Drilling date: 11 march 1998

SOIL STRATIGRAPHY				SAMPLE NUM.	+ UNIT WEIGHT Ton/m ³	• NATURAL WATER CONTENT %				• COHESION OBTAINED BY	
DEPTH m.	DESCRIPTION	SYMBOLS	USCS CLASSIF.			20	40	60	80	80	
0.40	Clay										
0.85	Sand <small>G-1, S-54, F-43</small>			MR							
2.00	Clayey sand <small>S-44, F-38</small>			MR							

F= Fines
S= Sand
G= Gravel

MC= Cubic sample
MR= Representative sample
S/R= Without sample

PCA-7

Ground elevation: m

LINE km 2+800

Drilling date: 11 march 1998

SOIL STRATIGRAPHY				SAMPLE NUM.	+ UNIT WEIGHT Ton/m ³	• NATURAL WATER CONTENT %				• COHESION OBTAINED BY	
DEPTH m.	DESCRIPTION	SYMBOLS	USCS CLASSIF.			20	40	60	80	80	
0.20	Clay										
0.80 N.A.F. 0.90	Sand <small>S-41, F-38</small>			MR							
2.00	Sand <small>S-47, F-43</small>			MR							

F= Fines
S= Sand
G= Gravel

MC= Cubic sample
MR= Representative sample
S/R= Without sample

SIMBOLOGY

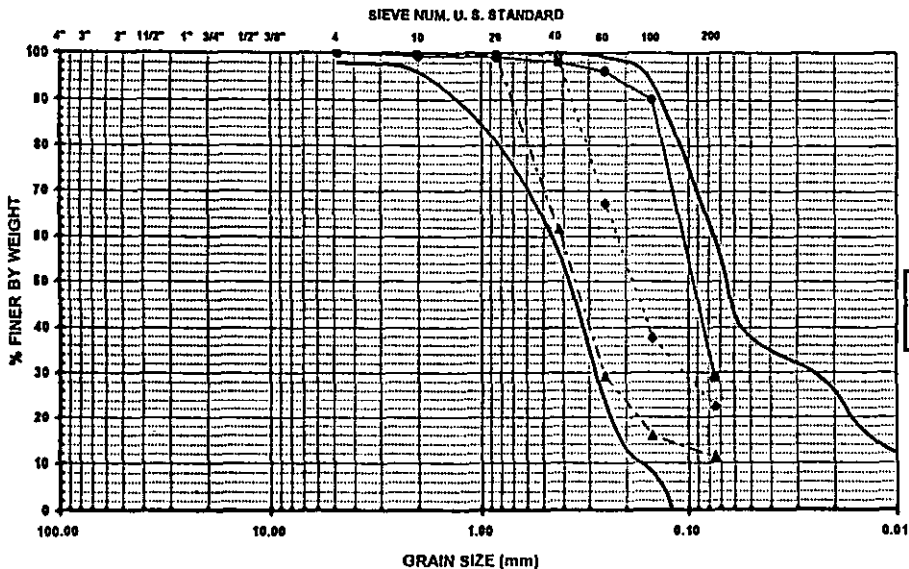
	FILL		SAND
	SILT		ORGANIC MATTER
	CLAY		CLAM SHELLS



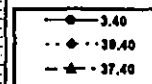
CANTAREL NITROGEN PLANT
ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE
PCA-6-7
SOIL PROFILE

México, D. F., april, 1998 Fig.

mm	mm	mm	mm	mm	mm	%	%	%	U.S.C.S.
3.40	0.082	0.130	0.280	3.41	0.74	0	71	29	SP
30.40	0.094	0.880	2.800	29.79	2.94	0	78	22	SW
37.40	---	0.270	0.410	---	---	0	89	11	SP



Simbology:
depth, (m)



GRAVEL		SAND			SILT OR CLAY
COARSE	FINE	COARSE	MEDIUM	FINE	

CONTROL DE DOCUMENTOS: M 5 - 2174 M 5 - 2175 M 5 - 2176

NOTE: CONTINUOUS LINES ARE THE LIMITS FOR GRANULAR SOILS WITH LIQUEFACTION POTENTIAL

REFERENCE: KISHIDA, JAPAN 1989.



CANTAREL NITROGEN PLANT

Antonio Cárdenas, Campeche
BORING B - 1

GRAIN SIZE DISTRIBUTION

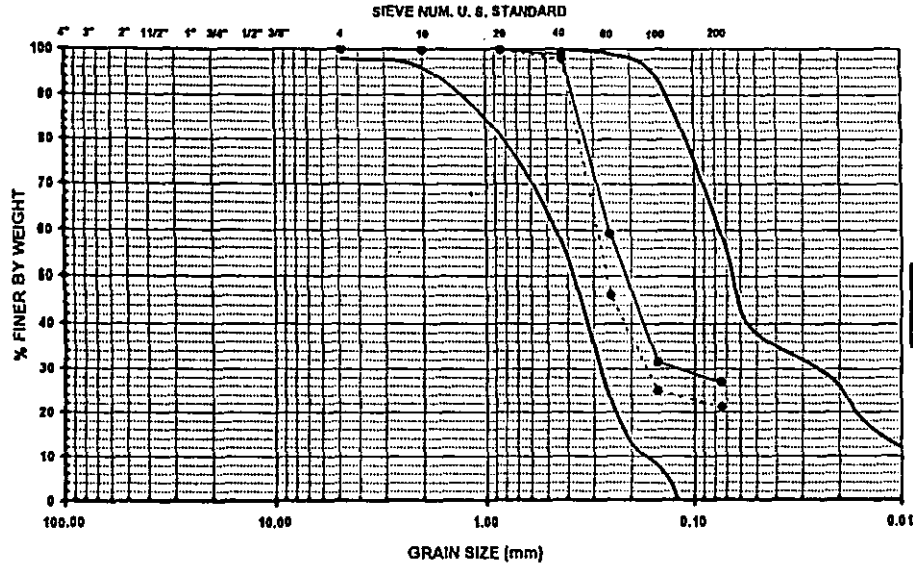
México, D.F. may 1998 Ag.

EDIMEX 4 8134 © 423-02

PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL LABORATORIO CENTRAL, ABASICA S.O.L. EL MUESTRO DE REFERENCIA EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL MUESTREO MINERIA 145 EDIF. "C" P.B. COL. EBECANDON

GR-2174.XLS

m	mm	mm	mm	mm	mm	%	%	%	U.S.C.S.
37.35	---	0.130	0.250	---	---	0	73	27	SM
38.95	---	0.180	0.295	---	---	0	78	21	SM



Simbology:

depth, (m)

—●— 37.35

- -◆- - 38.95

GRAVEL		SAND			SILT OR CLAY
COARSE	FINE	COARSE	MEDIUM	FINE	

CONTROL DE DOCUMENTOS: M 5-2169 M 6-2169

NOTE: CONTINUOUS LINES ARE THE LIMITS FOR
GRANULAR SOILS WITH LIQUEFACTION POTENTIAL

REFERENCE: KISHIDA, JAPAN 1969.



CANTAREL NITROGEN PLANT

Antonio Cárdenas, Campeche

BORING B - 19

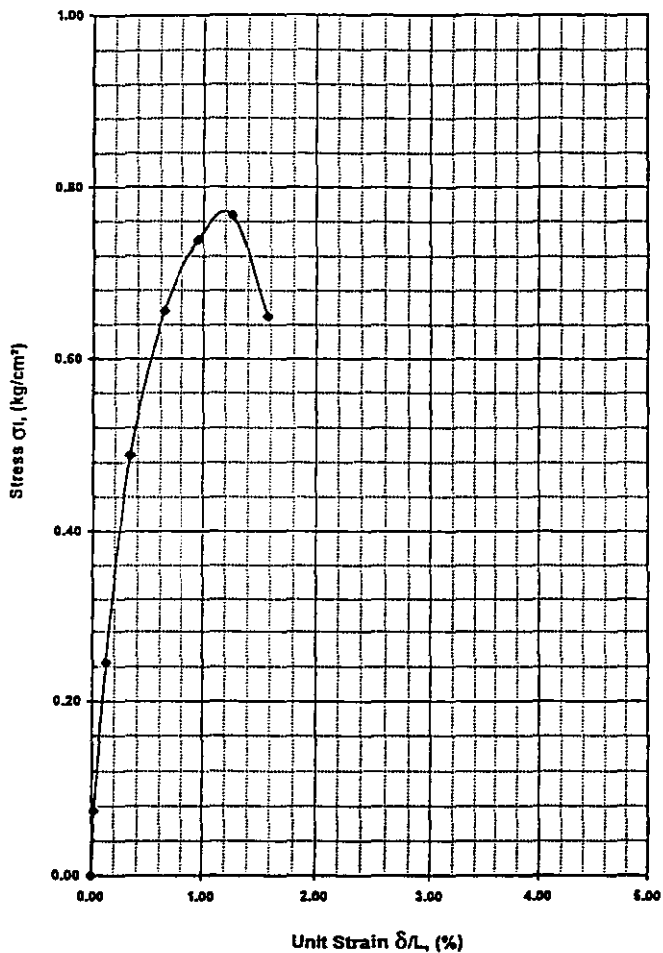
GRAIN SIZE DISTRIBUTION

México, D.F. may 1968 Ig.

FORMA 07 M 0 422-03

PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO SIN AUTORIZACIÓN POR ESCRITO DEL LABORATORIO CENTRAL, ABMEX S.A. O LA MUESTRA DE REFERENCIA.
EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL MUESTREO
MINERÍA 143 EDIF. 10° P.B. COL. ESCANDON

GR-2554 XL5



Simbology:

Depth (m)

—●— 11.25

CONTROL DE DOCUMENTOS: MIS-2223

**CANTAREL NITROGEN PLANT
Antonio Cárdenas, Campeche**



BORING B-2
UNCONFINED COMPRESSION TEST
STRESS-STRAIN CURVE

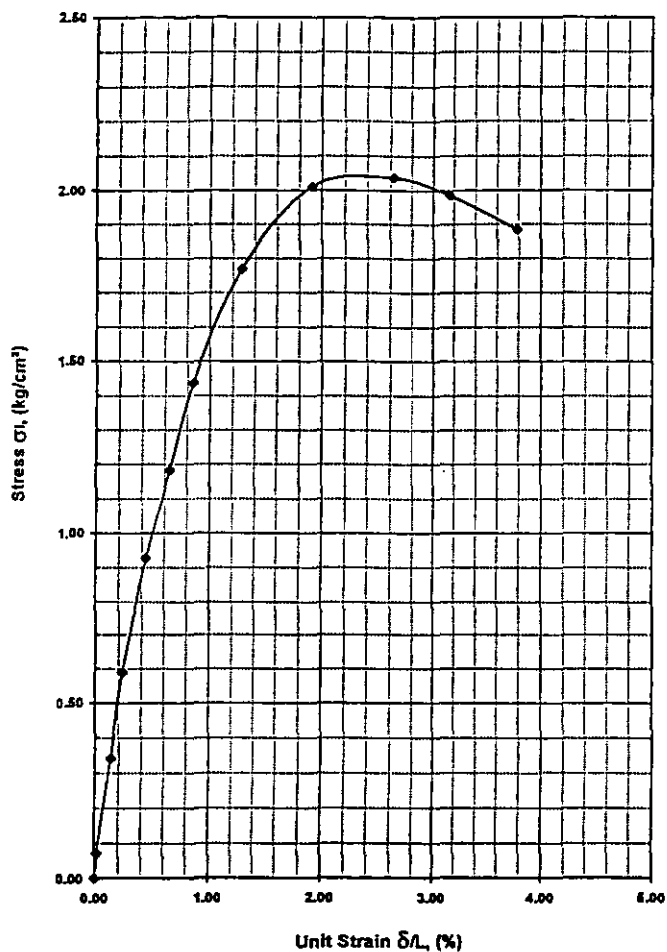
México, D.F., may 1988, pp.

MX-ASTM 9 2000-01

SE HA HECHO UNA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO EN AUTORIZACIÓN POR ESCRITO DEL LABORATORIO CENTRAL, AMARCA TODA LA MUESTRA DE REFERENCIA. EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL MUESTREO.

DRA 145 EDIF. 10° P.B. COL. ESCANDÓN

00-2221-014



Simbology:

Depth (m)

—●— 22.03

CONTROL DE DOCUMENTOS: M 5-2238

CANTAREL NITROGEN PLANT
Antonio Cárdenas, Campeche



BORING B-2
UNCONFINED COMPRESSION TEST
STRESS-STRAIN CURVE

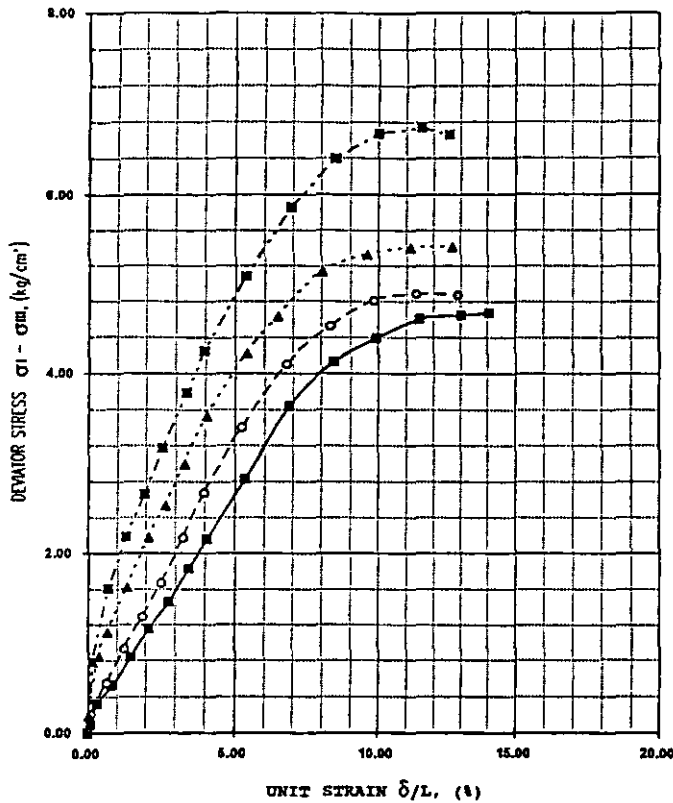
México, D.F., may 1988. 8p.

FORMA B 216 0 2168 - 01

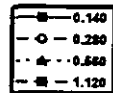
PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL LABORATORIO CENTRAL, ASERCA DE LA MUESTRA DE REFERENCIA. EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL MUESTREO.

MINERIA 145 EDIF. "C" P.B. COL. ESCANDON

OU-2238.02.8



Simbology:
confining pressure, (kg/cm²)



DEPTH (m)	3.65			
CONFINING PRESSURE (kg/cm ²)	0.140	0.280	0.580	1.120
MAXIMUM DEVIATOR STRESS (kg/cm ²)	4.51	4.88	6.40	6.74
PORE PRESSURE (kg/cm ²)	-0.64	-0.63	-0.48	-0.11
UNIT STRAIN (%)	11.48	11.37	11.16	11.38

CONTROL DE DOCUMENTOS: M.S. - 2205

CANTAREL NITROGEN PLANT

Antonio Cárdenas, Campeche
BORING B-1

C U TRIAXIAL COMPRESSION TEST
WITH PORE PRESSURE MEASUREMENT
STRESS - STRAIN CURVES

México, D.F. may 1988. fig. 16-B



FORMA 8758 0 478-88

PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO SIN AUTORIZACIÓN POR ESCRITO DEL DIRECTOR GENERAL. RESERVA TODOS LOS DERECHOS. EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL MUESTREO.

MENCIÓN A LA EMPRESA: P. S. COL. ERICADÓN

FCM-1293. XLT

© 1998 Fluor Daniel

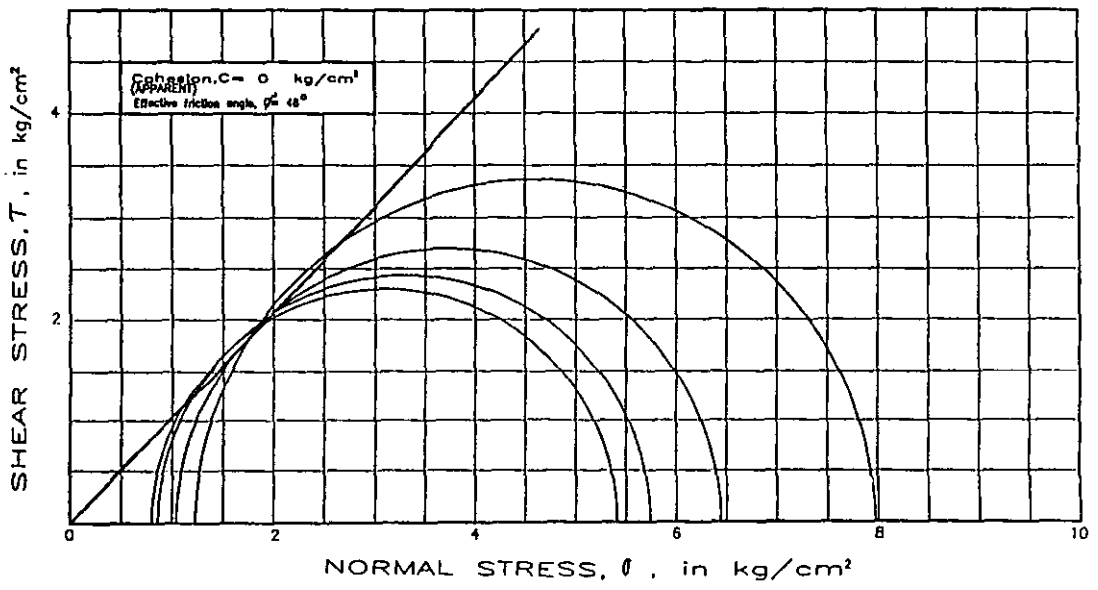


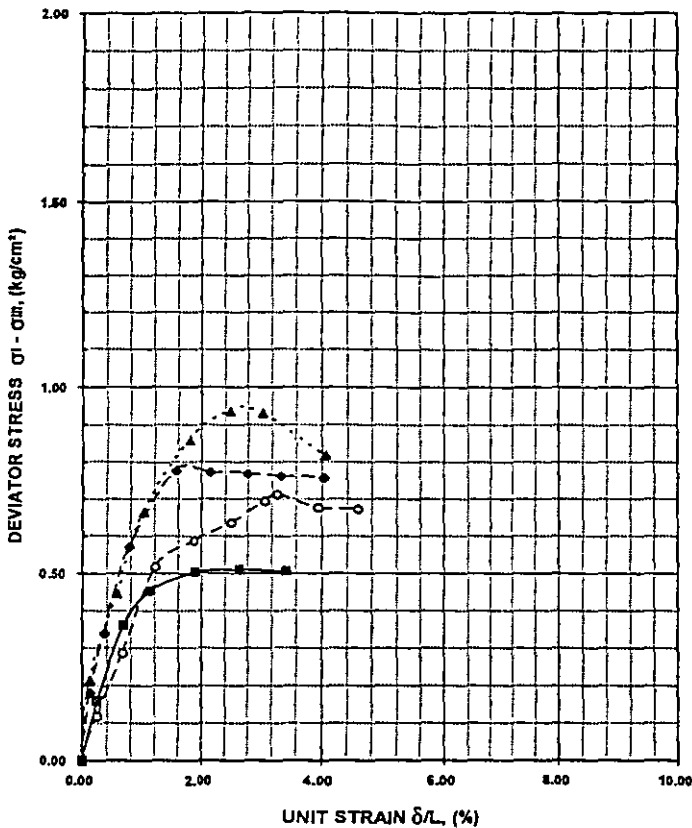
DEPTH	SPECIFIC GRAVITY	INITIAL VOID RATIO	FINAL VOID RATIO	INITIAL WATER CONTENT	FINAL WATER CONTENT	INITIAL SATURATION	FINAL SATURATION	LIQUID LIMIT	PLASTICITY INDEX	UNIT STRAIN	PRINCIPAL STRESS		UNIT WEIGHT WET	CLASSIFICATION U.S.C.S.	
		e_0	e_f	w_i	w_f	0_i	0_f	L L	I_p		δ/Δ	σ_{II}'	σ_I'		γ_h
		%		%		%		%			%		kg/cm ²		kg/cm ²
3.65	2.70	0.89	0.88	35.0	37.0	100	100			11.49	0.80	5.41	1,939	SC	
		0.95	0.94	38.0	37.0	100	100			11.37	0.86	5.74	1,886		
		1.02	1.01	39.0	39.0	100	100			11.16	1.04	6.44	1,850		
		1.07	1.02	38.0	38.0	96	100			11.55	1.23	7.97	1,803		

σ_{II} and σ_I' ARE EFFECTIVE STRESSES

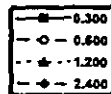


CANTAREL NITROGEN PLANT
 ANTONIO CARBONAS, CAMPECHE
 BORING B-1
 CONSOLIDATED UNDRAINIED
 TRIAXIAL COMPRESSION, CU
 WITH PORE PRESSURE MEASUREMENT
 Mexico, D. F., May, 1998 Fp.





Simbology:
confining pressure, (kg/cm²)



PROFUNDIDAD (m)	9.10			
CONFIRMING PRESSURE (kg/cm ²)	0.300	0.600	1.200	2.400
DEVIATOR STRESS (kg/cm ²)	0.51	0.71	0.94	0.78

CONTROL DE DOCUMENTOS: 145-2178

CANTAREL NITROGEN PLANT

Antonio Cárdenas, Campeche

BORING B-1

UU TRIAXIAL COMPRESSION TEST
STRESS - STRAIN CURVES

México, D.F. may 1998. fig. 14-B

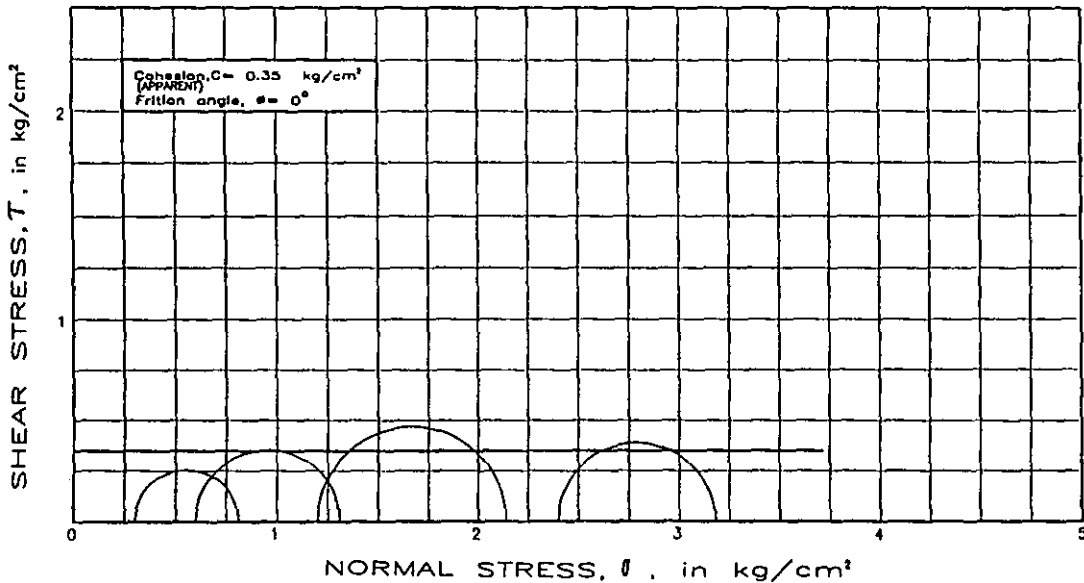




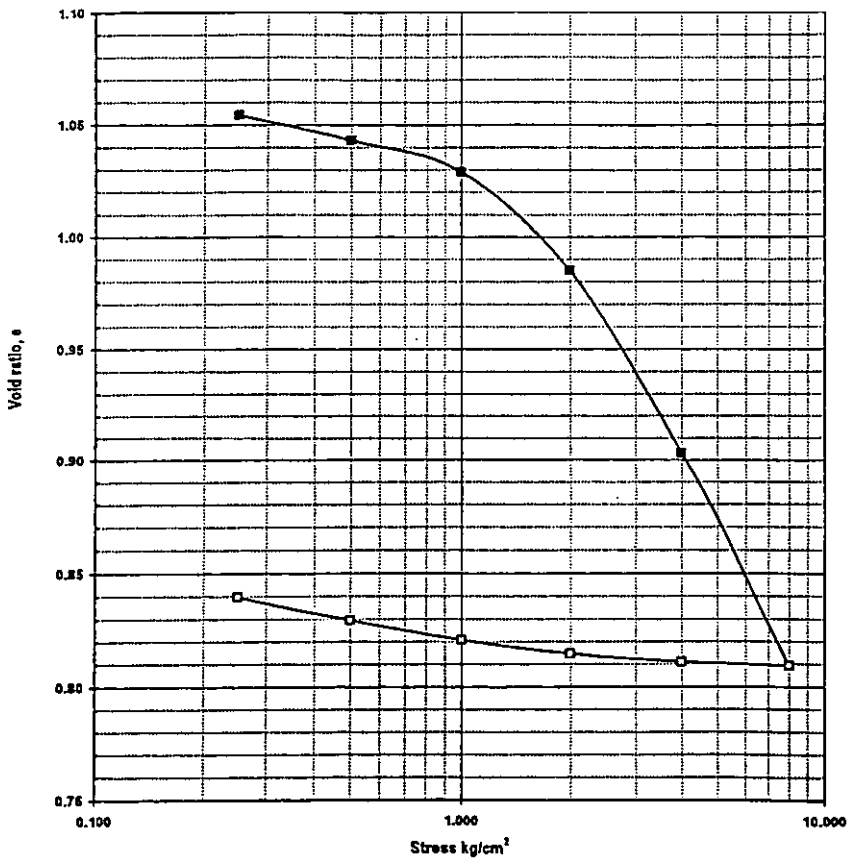
CANTAREL NITROGEN PLANT
 ANTONIO CARDENAS, CAMPECHE
 BORING B-1
 UNCONSOLIDATED UNDRAINED
 TRIAXIAL COMPRESSION, UU
 Mexico, D. F., May, 1998 Fig.

DEPTH	SPECIFIC GRAVITY	INITIAL VOID RATIO	INITIAL WATER CONTENT	INITIAL SATURATION	LIQUID LIMIT	PLASTICITY INDEX	UNIT STRAIN	PRINCIPAL STRESS		UNIT WEIGHT		CLASSIFICATION U.S.C.S.	
								σ_{III}	σ_I	WET γ_h	DRY γ_s		
m	G _s	e _i	W _i	G _i	L L	I P	δ/λ	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/m ³	kg/m ³		
9.10	2.75	1.45	52.0	100	55	29		2.67	0.30	0.81	1,715	1,124	CH
		1.48	53.0	98				3.30	0.60	1.31	1,698	1,111	
		1.41	52.0	100				2.49	1.20	2.14	1,730	1,141	
		1.48	53.0	89				1.57	2.40	3.18	1,700	1,109	

σ_{III} and σ_I ARE TOTAL STRESSES



Depth m	Sp. Grc. G/G	Void ratio	Natural water Content		Saturation		Liquid limit	Plasticity Index	Moisture ratio	Re com- pression index	Com- pression index	Effec- tive vertical stress	Precon- solidation pressure	Over- consolida- tion ratio	Classi- fication
			Initial % w	Final % w	Initial % s	Final % s									
11.77	2.72	1.07	39.63	34.05	100.00	100.00	49	30	1.832	0.035	0.296	0.95	1.45	1.53	CL



CONTROL DE DOCUMENTOS/MS-2235



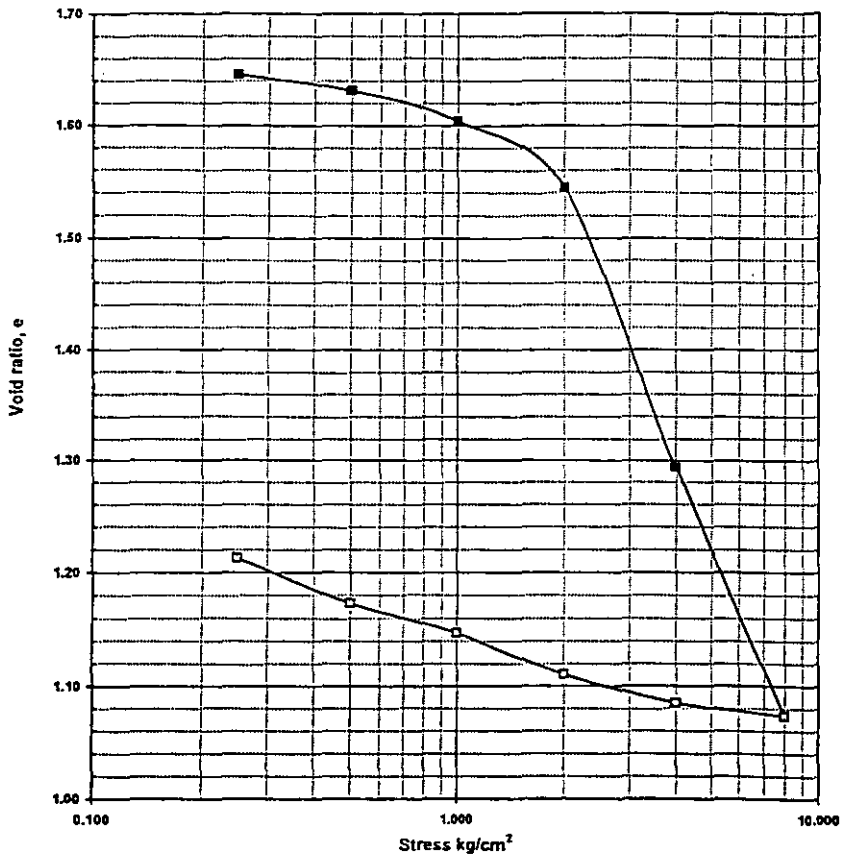
CANTAREL NITROGEN PLANT
Antonio Cárdenas, Campeche
 BORING B-1
 COMPRESSIBILITY CURVE
 México, D.F. may, 1988. flg

FORMA A E T M D 3438 - 82

PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL LABORATORIO CENTRAL ASISTIDA POR LA MUESTRA DE REFERENCIA. EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL MUESTREO.
 MINERIA 145 B DIF. "O" P.E. COL. BUCARON

CV-2235-012

Depth m	S.G.	Void ratio	Natural water content		Saturation		Liquidity index	Plasticity index	Unit weight	Relative humidity	Compression index	Compression index	Effective vertical stress	Vertical stress	Over consolidation ratio	Classification code
			Initial w _i	Final w _f	Initial S _i	Final S _f										
15.42	2.75	1.65	59.57	47.05	99.03	99.57	86	34	1,653	0.062	0.802	1.25	1.75	1.40	CH	



CONTROL DE DOCUMENTOS: MS-2831



CANTAREL NITROGEN PLANT
 Antonio Cárdenas, Campeche
 BORING B-18
 COMPRESSIBILITY CURVE
 México, D.F. may 1988. fig.

FORMA 487M © 848-88

PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL LABORATORIO CENTRAL, ABARCA TODA LA MOSTRA DE REFERENCIA. EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL MAESTRO.

ISSERIA 146 EDIF. "C" P.A. COL. ESCANDON

CJ-2831.JLS

ANEXO 3
PROPIEDADES DINÁMICAS
DEL SUBSUELO

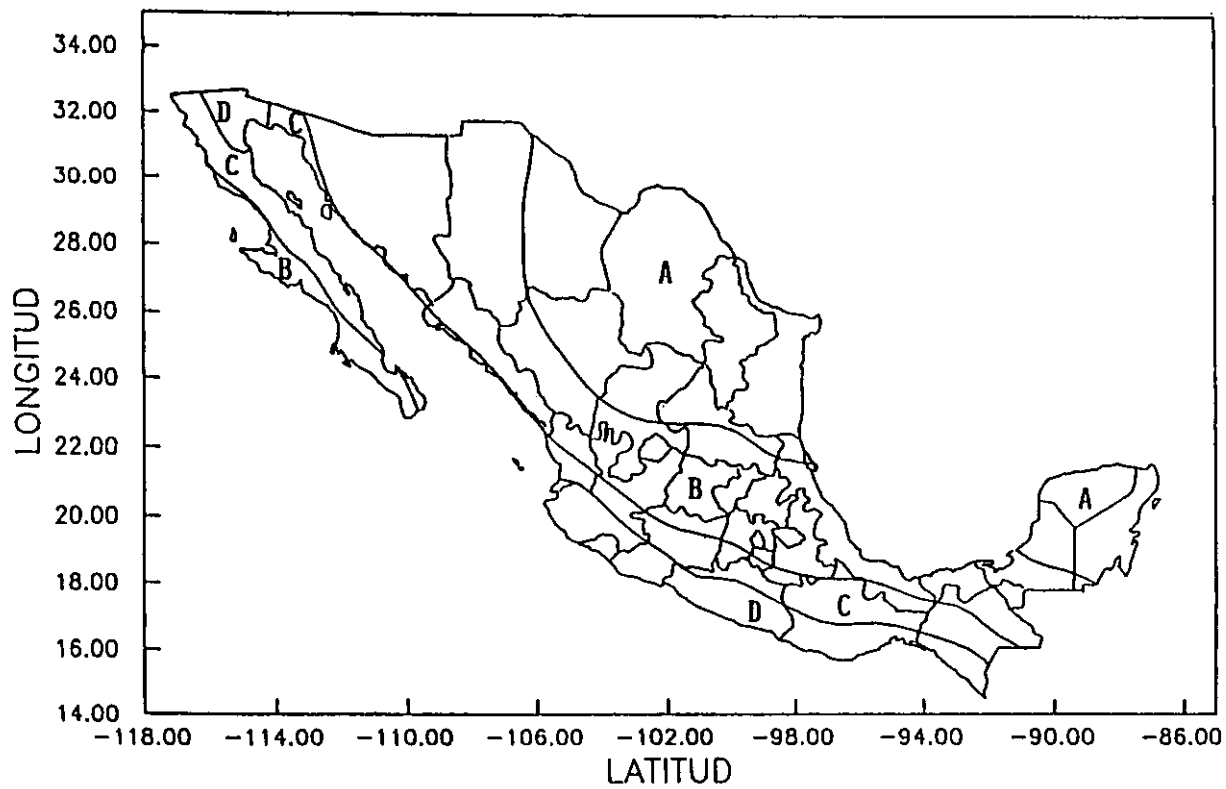


Fig. 1 Regionalización sísmica de la República Mexicana

PRINCIPALES SISMIOS EN EL ESTADO DE CHIAPAS

PROFUNDIDAD FOCAL EN Km		MAGNITUD E INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO MAS FUERTE	
< 60	> 60	ESC RICHTER	MERCALLUM 1931
○	▽	HASTA 5°	V, VI
○	▽	5.1 - 6.0	VII
○	▽	6.1 - 7.0	VIII
○	▽	7.1 - 7.7	IX y X
○	▽	7.8 - 8.5	XI y XII

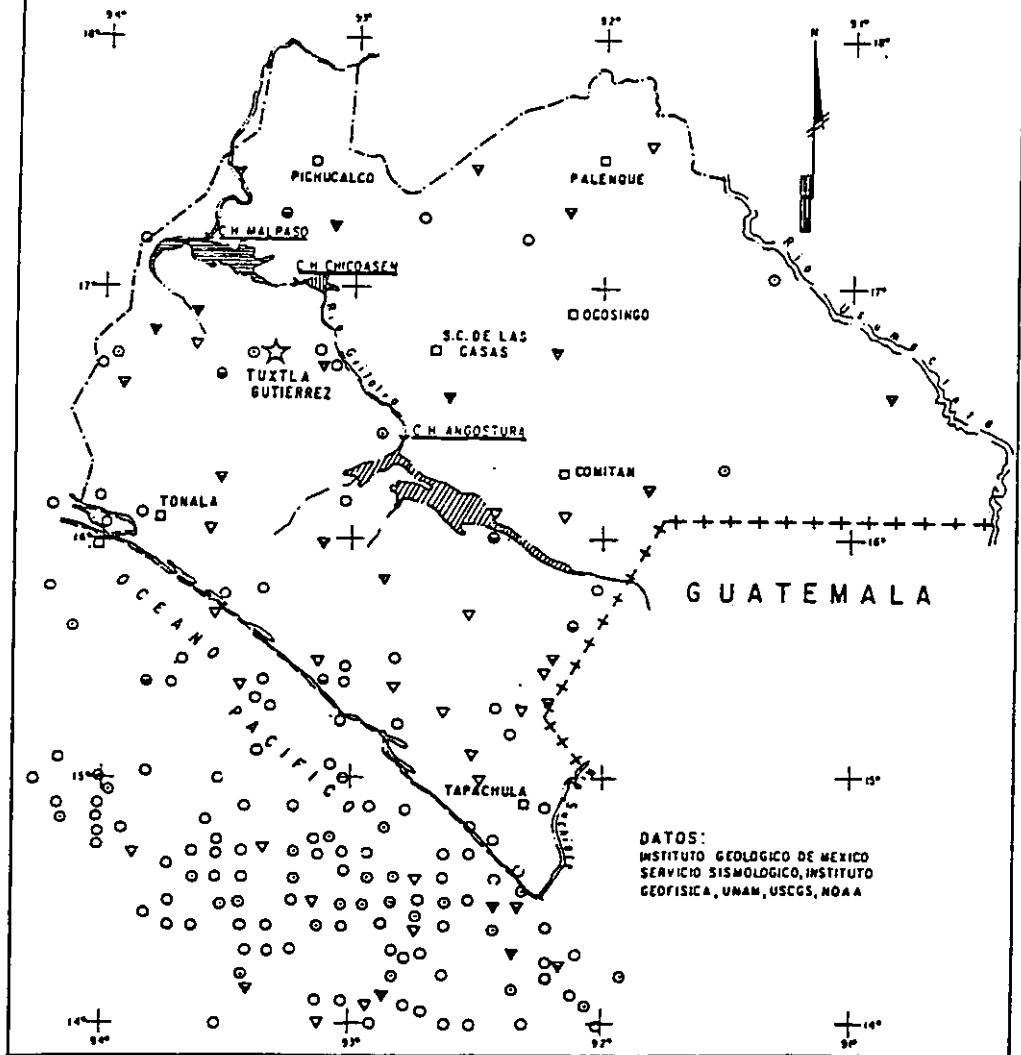
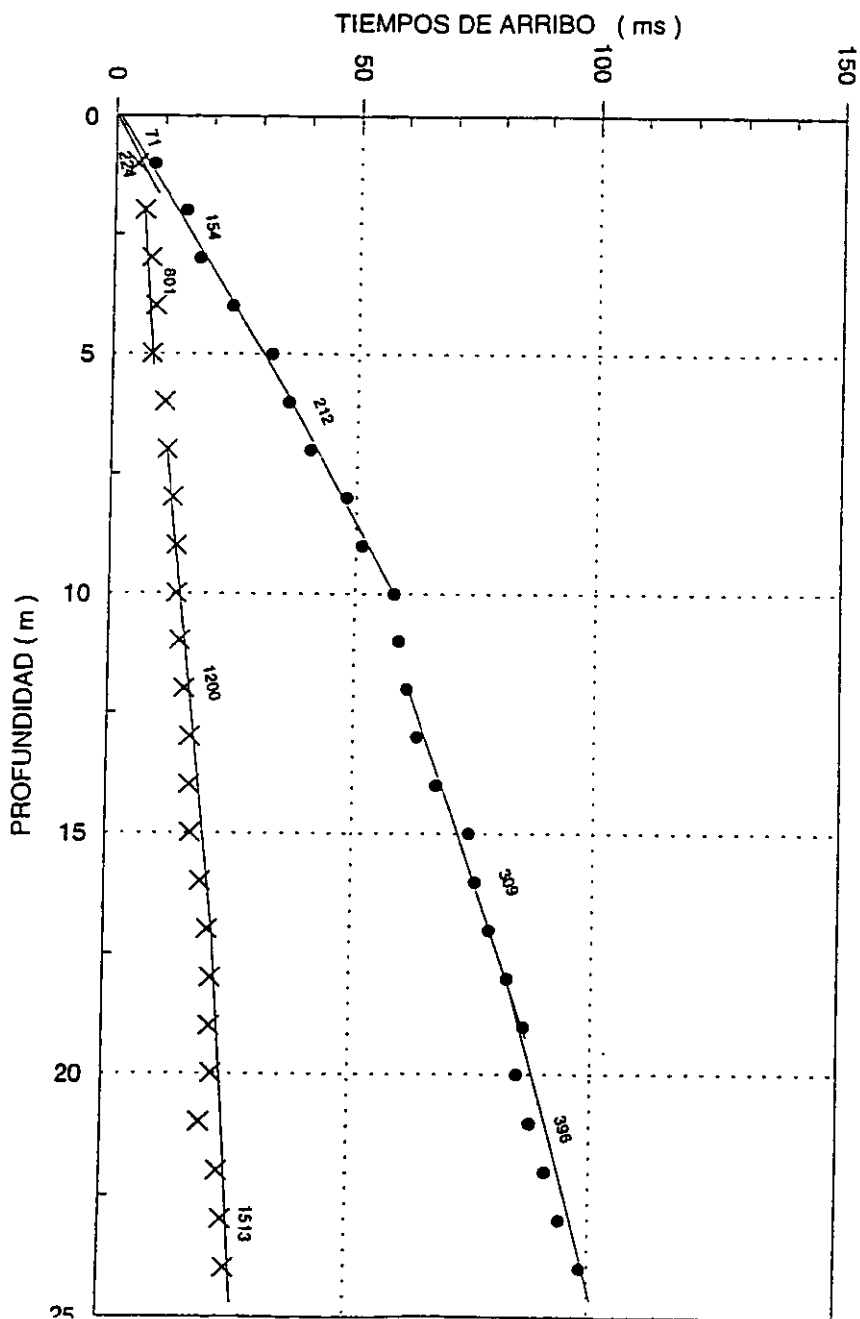


Figura No. 3 Carta Sísmica del Estado de Chiapas

DROMOCRONICA DEL DOWN-HOLE BARRENO 18



ESPECTROS DE RESPUESTA Y DISEÑO
PLANTA DE NITROGENO PEMEX CANTAREL - CH18

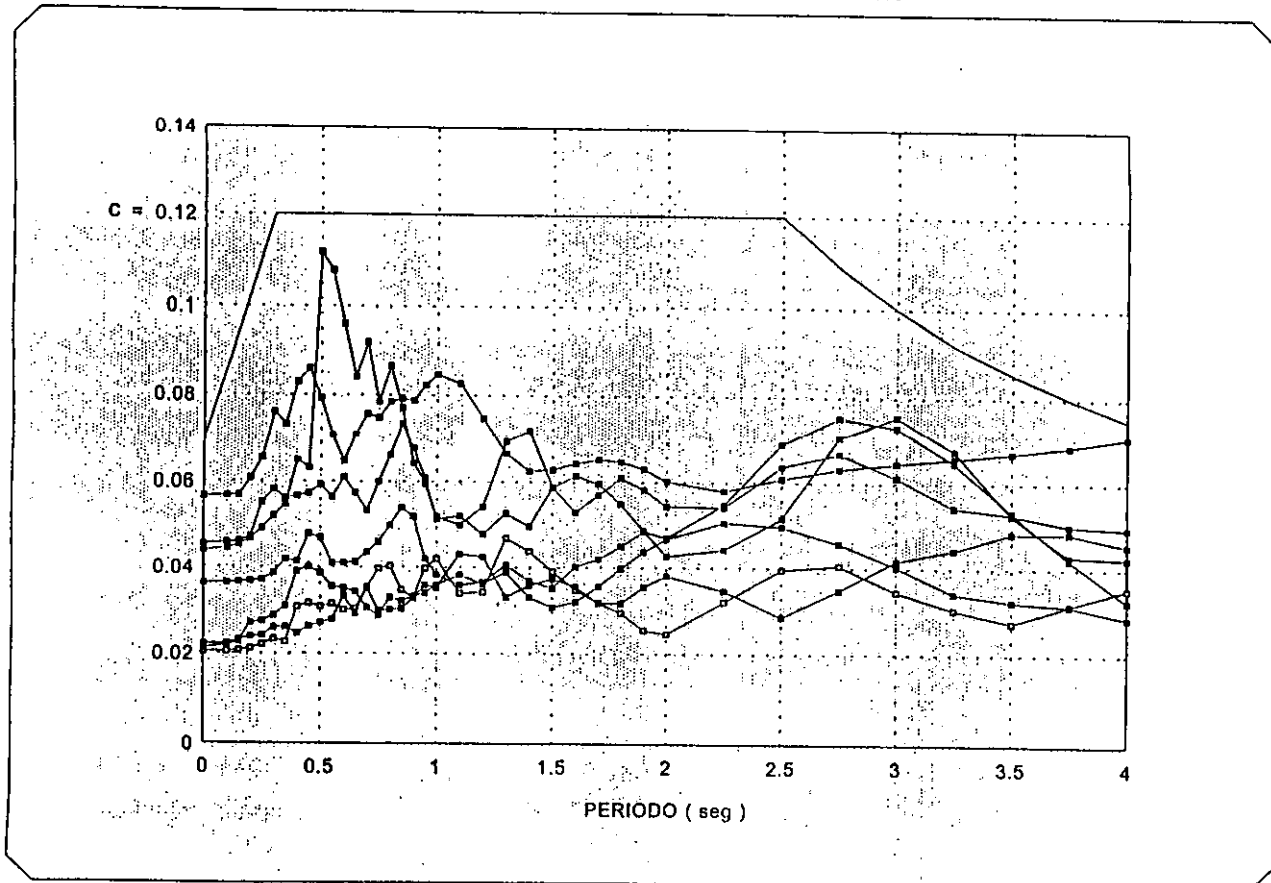


FIGURA No. 10

TABLA 1. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS ESTRATOS DEL SUBSUELO DE LA FUTURA PLANTA DE NITRÓGENO EN CANTARELL, CAMP.

DH - 06

Prof. (m)	Tipo	Vs (m/s)	γ (T/m ³)	No. Golpes	c (T/m ³)	ξ (%)
0.00 - 1.00	2	63	2.00	3	-	8
1.00 - 6.00	2	154	2.00	3 - 12	-	10
6.00 - 15.50	1	232	1.65	-	0.30	8
15.50 - 23.00	1	232	1.90	-	0.50	8

DH - 18

Prof. (m)	Tipo	Vs (m/s)	γ (T/m ³)	No. Golpes	c (T/m ³)	ξ (%)
0.00 - 1.00	2	71	2.00	3	-	8
1.00 - 5.60	2	154	2.00	3 - 12	-	10
5.60 - 10.50	1	212	1.65	-	0.30	8
10.50 - 17.00	1	300	1.65	-	0.30	9
17.00 - 24.00	1	396	1.90	-	0.50	10

CH - 18

Prof. (m)	Tipo	Vs (m/s)	γ (T/m ³)	No. Golpes	c (T/m ³)	ξ (%)
0.00 - 1.00	2	70	2.00	3	-	8
1.00 - 5.50	2	137	2.00	3 - 12	-	10
5.50 - 11.00	1	175	1.65	-	0.30	7
11.00 - 16.50	1	339	1.65	-	0.30	9
16.50 - 24.00	1	418	1.90	-	0.50	10

en donde: Material tipo 1 = Arcillas
Material tipo 2 = Arenas

TABLA 2. MÓDULOS ELÁSTICOS DINÁMICOS DE LOS ESTRATOS DEL SUBSUELO DE LA FUTURA PLANTA DE NITRÓGENO EN CANTARELL, CAMP.

DH - 06

Prof. (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	γ (T/m ³)	ν	G (Kg/cm ²)	E (Kg/cm ²)
0.00 - 1.00	160	63	2.00	0.41	81	228
1.00 - 6.00	592	154	2.00	0.46	484	1415
6.00 - 15.50	1227	232	1.65	0.48	905	2682
15.50 - 23.00	1513	232	1.90	0.49	1042	3102

DH - 18

Prof. (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	γ (T/m ³)	ν	G (Kg/cm ²)	E (Kg/cm ²)
0.00 - 1.00	224	71	2.00	0.44	103	297
1.00 - 5.60	801	154	2.00	0.48	484	1432
5.60 - 10.50	1200	212	1.65	0.48	756	2243
10.50 - 17.00	1200	309	1.65	0.46	1606	4704
17.00 - 24.00	1513	396	1.90	0.46	3037	8888

CH - 18

Prof. (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	γ (T/m ³)	ν	G (Kg/cm ²)	E (Kg/cm ²)
0.00 - 1.00	516	70	2.00	0.49	99	298
1.00 - 5.50	843	137	2.00	0.49	382	1138
5.50 - 11.00	1102	175	1.65	0.49	515	1532
11.00 - 16.50	1102	339	1.65	0.45	1933	5597
16.50 - 24.00	1970	418	1.90	0.48	3384	9993

ANEXO 4
NORMAS ASTM
AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS



Designation: D 422 - 63 (Reapproved 1998)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
100 Barr Harbor Dr., West Conshohocken, PA 19380
Reprinted from the Annual Book of ASTM Standards. Copyright ASTM

Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils¹

This standard is issued under the fixed designation D 422; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This test method covers the quantitative determination of the distribution of particle sizes in soils. The distribution of particle sizes larger than 75 μm (retained on the No. 200 sieve) is determined by sieving, while the distribution of particle sizes smaller than 75 μm is determined by a sedimentation process, using a hydrometer to secure the necessary data (Note 1 and Note 2).

Note 1—Separation may be made on the No. 4 (4.75-mm), No. 40 (425- μm), or No. 200 (75- μm) sieve instead of the No. 10. For whatever sieve used, the size shall be indicated in the report.

Note 2—Two types of dispersion devices are provided: (1) a high-speed mechanical stirrer, and (2) air dispersion. Extensive investigations indicate that air-dispersion devices produce a more positive dispersion of plastic soils below the 20- μm size and appreciably less degradation on all sizes when used with sandy soils. Because of the definite advantages favoring air dispersion, its use is recommended. The results from the two types of devices differ in magnitude, depending upon soil type, leading to marked differences in particle size distribution, especially for sizes finer than 20 μm .

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

D 421 Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants²

E 11 Specification for Wire-Cloth Sieves for Testing Purposes³

E 100 Specification for ASTM Hydrometers⁴

3. Apparatus

3.1 **Balances**—A balance sensitive to 0.01 g for weighing the material passing a No. 10 (2.00-mm) sieve, and a balance sensitive to 0.1 % of the mass of the sample to be weighed for weighing the material retained on a No. 10 sieve.

3.2 **Stirring Apparatus**—Either apparatus A or B may be used.

3.2.1 Apparatus A shall consist of a mechanically operated

stirring device in which a suitably mounted electric motor turns a vertical shaft at a speed of not less than 10 000 rpm without load. The shaft shall be equipped with a replaceable stirring paddle made of metal, plastic, or hard rubber, as shown in Fig. 1. The shaft shall be of such length that the stirring paddle will operate not less than 3/4 in. (19.0 mm) nor more than 1 1/2 in. (38.1 mm) above the bottom of the dispersion cup. A special dispersion cup conforming to either of the designs shown in Fig. 2 shall be provided to hold the sample while it is being dispersed.

3.2.2 Apparatus B shall consist of an air-jet dispersion cup⁵ (Note 3) conforming to the general details shown in Fig. 3 (Note 4 and Note 5).

Note 3—The amount of air required by an air-jet dispersion cup is of the order of 2 ft³/min; some small air compressors are not capable of supplying sufficient air to operate a cup.

Note 4—Another air-type dispersion device, known as a dispersion tube, developed by Chu and Davidson at Iowa State College, has been shown to give results equivalent to those secured by the air-jet dispersion cups. When it is used, soaking of the sample can be done in the sedimentation cylinder, thus eliminating the need for transferring the slurry. When the air-dispersion tube is used, it shall be so indicated in the report.

Note 5—Water may condense in air lines when not in use. This water must be removed, either by using a water trap on the air line, or by blowing the water out of the line before using any of the air for dispersion purposes.

3.3 **Hydrometer**—An ASTM hydrometer, graduated to read in either specific gravity of the suspension or grams per litre of suspension, and conforming to the requirements for hydrometers 151H or 152H in Specifications E 100. Dimensions of both hydrometers are the same, the scale being the only item of difference.

3.4 **Sedimentation Cylinder**—A glass cylinder essentially 18 in. (457 mm) in height and 2 1/2 in. (63.5 mm) in diameter, and marked for a volume of 1000 mL. The inside diameter shall be such that the 1000-mL mark is 36 ± 2 cm from the bottom on the inside.

3.5 **Thermometer**—A thermometer accurate to 1°F (0.5°C).

3.6 **Sieves**—A series of sieves, of square-mesh woven-wire cloth, conforming to the requirements of Specification E 11. A full set of sieves includes the following (Note 6):

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.03 on Texture, Plasticity, and Density Characteristics of Soils.

Current edition approved Nov. 21, 1963. Originally published 1935. Replaces D 422 - 62.

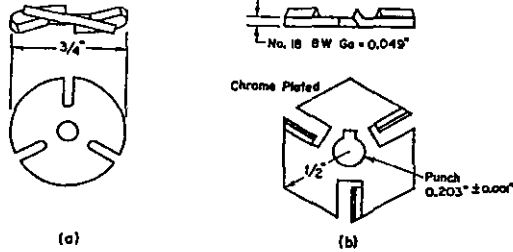
² Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08.

³ Annual Book of ASTM Standards, Vol 14.02.

⁴ Annual Book of ASTM Standards, Vol 14.03.

⁵ Detailed working drawings for this cup are available at a nominal cost from the American Society for Testing and Materials, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103. Order Adjunct No. 12-404220-00.

D 422



Metric Equivalents					
in.	0.001	0.049	0.203	1/2	3/4
mm	0.03	1.24	5.16	12.7	19.0

FIG. 1 Detail of Stirring Paddles

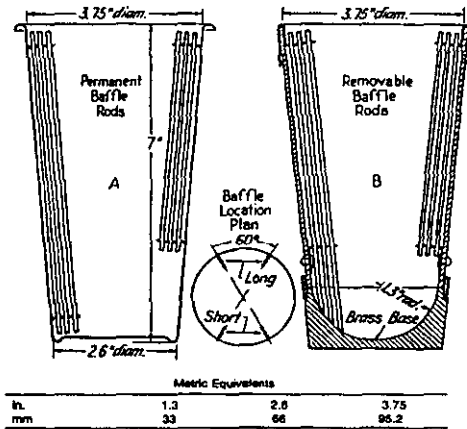


FIG. 2 Dispersion Cups of Apparatus

Metric Equivalents		
in.	1.3	2.6
mm	33	66
		3.75
		95.2

- | | |
|---------------------|------------------------|
| 3-in. (75-mm) | No. 10 (2.00- μ m) |
| 2-in. (50-mm) | No. 20 (850- μ m) |
| 1 1/4-in. (37.5-mm) | No. 40 (425- μ m) |
| 1-in. (25.0-mm) | No. 80 (250- μ m) |
| 3/4-in. (19.0-mm) | No. 140 (106- μ m) |
| 1/2-in. (9.5-mm) | No. 200 (75- μ m) |
| No. 4 (4.75-mm) | |

Note 6—A set of sieves giving uniform spacing of points for the graph, as required in Section 17, may be used if desired. This set consists of the following sieves:

- | | |
|---------------------|------------------------|
| 3-in. (75-mm) | No. 16 (1.18-mm) |
| 1 1/4-in. (37.5-mm) | No. 30 (600- μ m) |
| 1-in. (19.0-mm) | No. 50 (300- μ m) |
| 3/4-in. (9.5-mm) | No. 100 (150- μ m) |
| No. 4 (4.75-mm) | No. 200 (75- μ m) |
| No. 8 (2.36-mm) | |

3.7 Water Bath or Constant-Temperature Room—A water bath or constant-temperature room for maintaining the soil suspension at a constant temperature during the hydrometer analysis. A satisfactory water tank is an insulated tank that maintains the temperature of the suspension at a convenient constant temperature at or near 68°F (20°C). Such a device is illustrated in Fig. 4. In cases where the work is performed in a room at an automatically controlled constant temperature, the water bath is not necessary.

3.8 Beaker—A beaker of 250-mL capacity.

3.9 Timing Device—A watch or clock with a second hand.

4. Dispersing Agent

4.1 A solution of sodium hexametaphosphate (sometimes called sodium metaphosphate) shall be used in distilled or demineralized water, at the rate of 40 g of sodium hexametaphosphate/litre of solution (Note 7).

Note 7—Solutions of this salt, if acidic, slowly revert or hydrolyze back to the orthophosphate form with a resultant decrease in dispersive action. Solutions should be prepared frequently (at least once a month) or adjusted to pH of 8 or 9 by means of sodium carbonate. Bottles containing solutions should have the date of preparation marked on them.

4.2 All water used shall be either distilled or demineralized water. The water for a hydrometer test shall be brought to the temperature that is expected to prevail during the hydrometer test. For example, if the sedimentation cylinder is to be placed in the water bath, the distilled or demineralized water to be used shall be brought to the temperature of the controlled water bath; or, if the sedimentation cylinder is used in a room with controlled temperature, the water for the test shall be at the temperature of the room. The basic temperature for the hydrometer test is 68°F (20°C). Small variations of temperature do not introduce differences that are of practical significance and do not prevent the use of corrections derived as prescribed.

5. Test Sample

5.1 Prepare the test sample for mechanical analysis as outlined in Practice D 421. During the preparation procedure

D 422

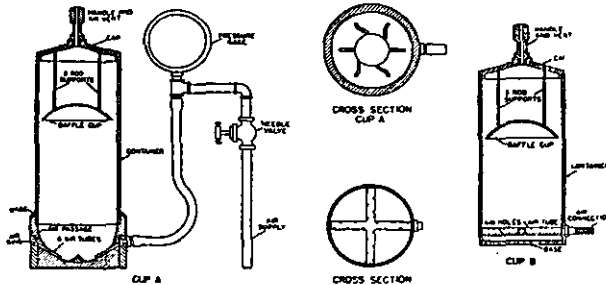
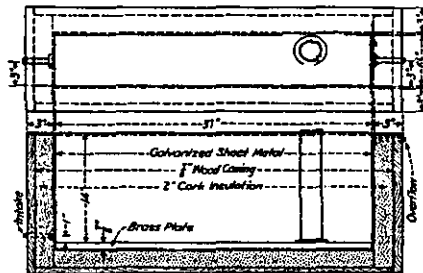


FIG. 3 Air-Jet Dispersion Cups of Apparatus B



		Metric Equivalents				
in.	1/4	1	3	8 1/4	14	37
mm	22.2	25.4	76.2	158.2	356	940

FIG. 4 Insulated Water Bath

the sample is divided into two portions. One portion contains only particles retained on the No. 10 (2.00-mm) sieve while the other portion contains only particles passing the No. 10 sieve. The mass of air-dried soil selected for purpose of tests, as prescribed in Practice D 421, shall be sufficient to yield quantities for mechanical analysis as follows:

5.1.1 The size of the portion retained on the No. 10 sieve shall depend on the maximum size of particle, according to the following schedule:

Nominal Diameter of Largest Particles.	Approximate Minimum Mass of Portion, g
in. (mm)	
3/4 (19.0)	500
1 (25.4)	1000
1 1/4 (38.1)	2000
2 (50.8)	3000
3 (76.2)	4000
	6000

5.1.2 The size of the portion passing the No. 10 sieve shall be approximately 115 g for sandy soils and approximately 65 g for silt and clay soils.

5.2 Provision is made in Section 5 of Practice D 421 for weighing of the air-dry soil selected for purpose of tests, the separation of the soil on the No. 10 sieve by dry-sieving and washing, and the weighing of the washed and dried fraction retained on the No. 10 sieve. From these two masses the percentages retained and passing the No. 10 sieve can be calculated in accordance with 12.1.

Note B—A check on the mass values and the thoroughness of pulverization of the clods may be secured by weighing the portion passing the No. 10 sieve and adding this value to the mass of the washed and oven-dried portion retained on the No. 10 sieve.

SIEVE ANALYSIS OF PORTION RETAINED ON NO. 10 (2.00-mm) SIEVE

6. Procedure

6.1 Separate the portion retained on the No. 10 (2.00-mm) sieve into a series of fractions using the 3-in. (75-mm), 2-in.

D 422

(50-mm), 1/8-in. (37.5-mm), 1-in. (25.0-mm), 3/4-in. (19.0-mm), 3/4-in. (9.5-mm), No. 4 (4.75-mm), and No. 10 sieves, or as many as may be needed depending on the sample, or upon the specifications for the material under test.

6.2 Conduct the sieving operation by means of a lateral and vertical motion of the sieve, accompanied by a jarring action in order to keep the sample moving continuously over the surface of the sieve. In no case turn or manipulate fragments in the sample through the sieve by hand. Continue sieving until not more than 1 mass % of the residue on a sieve passes that sieve during 1 min of sieving. When mechanical sieving is used, test the thoroughness of sieving by using the hand method of sieving as described above.

6.3 Determine the mass of each fraction on a balance conforming to the requirements of 3.1. At the end of weighing, the sum of the masses retained on all the sieves used should equal closely the original mass of the quantity sieved.

HYDROMETER AND SIEVE ANALYSIS OF PORTION PASSING THE NO. 10 (2.00-mm) SIEVE

7. Determination of Composite Correction for Hydrometer Reading

7.1 Equations for percentages of soil remaining in suspension, as given in 14.3, are based on the use of distilled or demineralized water. A dispersing agent is used in the water, however, and the specific gravity of the resulting liquid is appreciably greater than that of distilled or demineralized water.

7.1.1 Both soil hydrometers are calibrated at 68°F (20°C), and variations in temperature from this standard temperature produce inaccuracies in the actual hydrometer readings. The amount of the inaccuracy increases as the variation from the standard temperature increases.

7.1.2 Hydrometers are graduated by the manufacturer to be read at the bottom of the meniscus formed by the liquid on the stem. Since it is not possible to secure readings of soil suspensions at the bottom of the meniscus, readings must be taken at the top and a correction applied.

7.1.3 The net amount of the corrections for the three items enumerated is designated as the composite correction, and may be determined experimentally.

7.2 For convenience, a graph or table of composite corrections for a series of 1° temperature differences for the range of expected test temperatures may be prepared and used as needed. Measurement of the composite corrections may be made at two temperatures spanning the range of expected test temperatures, and corrections for the intermediate temperatures calculated assuming a straight-line relationship between the two observed values.

7.3 Prepare 1000 mL of liquid composed of distilled or demineralized water and dispersing agent in the same proportion as will prevail in the sedimentation (hydrometer) test. Place the liquid in a sedimentation cylinder and the cylinder in the constant-temperature water bath, set for one of the two temperatures to be used. When the temperature of the liquid becomes constant, insert the hydrometer, and, after a short interval to permit the hydrometer to come to the temperature of the liquid, read the hydrometer at the top of the meniscus

formed on the stem. For hydrometer 151H the composite correction is the difference between this reading and one; for hydrometer 152H it is the difference between the reading and zero. Bring the liquid and the hydrometer to the other temperature to be used, and secure the composite correction as before.

8. Hygroscopic Moisture

8.1 When the sample is weighed for the hydrometer test, weigh out an auxiliary portion of from 10 to 15 g in a small metal or glass container, dry the sample to a constant mass in an oven at 230 ± 9°F (110 ± 5°C), and weigh again. Record the masses.

9. Dispersion of Soil Sample

9.1 When the soil is mostly of the clay and silt sizes, weigh out a sample of air-dry soil of approximately 50 g. When the soil is mostly sand the sample should be approximately 100 g.

9.2 Place the sample in the 250-mL beaker and cover with 125 mL of sodium hexametaphosphate solution (40 g/L). Stir until the soil is thoroughly wetted. Allow to soak for at least 16 h.

9.3 At the end of the soaking period, disperse the sample further, using either stirring apparatus A or B. If stirring apparatus A is used, transfer the soil-water slurry from the beaker into the special dispersion cup shown in Fig. 2, washing any residue from the beaker into the cup with distilled or demineralized water (Note 9). Add distilled or demineralized water, if necessary, so that the cup is more than half full. Stir for a period of 1 min.

Note 9—A large size syringe is a convenient device for handling the water in the washing operation. Other devices include the wash-water bottle and a hose with nozzle connected to a pressurized distilled water tank.

9.4 If stirring apparatus B (Fig. 3) is used, remove the cover cap and connect the cup to a compressed air supply by means of a rubber hose. A air gage must be on the line between the cup and the control valve. Open the control valve so that the gage indicates 1 psi (7 kPa) pressure (Note 10). Transfer the soil-water slurry from the beaker to the air-jet dispersion cup by washing with distilled or demineralized water. Add distilled or demineralized water, if necessary, so that the total volume in the cup is 250 mL, but no more.

Note 10—The initial air pressure of 1 psi is required to prevent the soil-water mixture from entering the air-jet chamber when the mixture is transferred to the dispersion cup.

9.5 Place the cover cap on the cup and open the air control valve until the gage pressure is 20 psi (140 kPa). Disperse the soil according to the following schedule:

Plasticity Index	Dispersion Period, min
Under 5	5
6 to 20	10
Over 20	15

Soils containing large percentages of mica need be dispersed for only 1 min. After the dispersion period, reduce the gage pressure to 1 psi preparatory to transfer of soil-water slurry to the sedimentation cylinder.

D 422

10. Hydrometer Test

10.1 Immediately after dispersion, transfer the soil-water slurry to the glass sedimentation cylinder, and add distilled or demineralized water until the total volume is 1000 mL.

10.2 Using the palm of the hand over the open end of the cylinder (or a rubber stopper in the open end), turn the cylinder upside down and back for a period of 1 min to complete the agitation of the slurry (Note 11). At the end of 1 min set the cylinder in a convenient location and take hydrometer readings at the following intervals of time (measured from the beginning of sedimentation), or as many as may be needed, depending on the sample or the specification for the material under test: 2, 5, 15, 30, 60, 250, and 1440 min. If the controlled water bath is used, the sedimentation cylinder should be placed in the bath between the 2- and 5-min readings.

NOTE 11—The number of turns during this minute should be approximately 60, counting the turn upside down and back as two turns. Any soil remaining in the bottom of the cylinder during the first few turns should be loosened by vigorous shaking of the cylinder while it is in the inverted position.

10.3 When it is desired to take a hydrometer reading, carefully insert the hydrometer about 20 to 25 s before the reading is due to approximately the depth it will have when the reading is taken. As soon as the reading is taken, carefully remove the hydrometer and place it with a spinning motion in a graduate of clean distilled or demineralized water.

NOTE 12—It is important to remove the hydrometer immediately after each reading. Readings shall be taken at the top of the meniscus formed by the suspension around the stem, since it is not possible to secure readings at the bottom of the meniscus.

10.4 After each reading, take the temperature of the suspension by inserting the thermometer into the suspension.

11. Sieve Analysis

11.1 After taking the final hydrometer reading, transfer the suspension to a No. 200 (75- μ m) sieve and wash with tap water until the wash water is clear. Transfer the material on the No. 200 sieve to a suitable container, dry in an oven at 230 \pm 9°F (110 \pm 5°C) and make a sieve analysis of the portion retained, using as many sieves as desired, or required for the material, or upon the specification of the material under test.

CALCULATIONS AND REPORT

12. Sieve Analysis Values for the Portion Coarser than the No. 10 (2.00-mm) Sieve

12.1 Calculate the percentage passing the No. 10 sieve by dividing the mass passing the No. 10 sieve by the mass of soil originally split on the No. 10 sieve, and multiplying the result by 100. To obtain the mass passing the No. 10 sieve, subtract the mass retained on the No. 10 sieve from the original mass.

12.2 To secure the total mass of soil passing the No. 4 (4.75-mm) sieve, add to the mass of the material passing the No. 10 sieve the mass of the fraction passing the No. 4 sieve and retained on the No. 10 sieve. To secure the total mass of soil passing the 3/8-in. (9.5-mm) sieve, add to the total mass of soil passing the No. 4 sieve, the mass of the fraction passing the 3/8-in. sieve and retained on the No. 4 sieve. For the remaining sieves, continue the calculations in the same manner.

12.3 To determine the total percentage passing for each sieve, divide the total mass passing (see 12.2) by the total mass of sample and multiply the result by 100.

13. Hygroscopic Moisture Correction Factor

13.1 The hygroscopic moisture correction factor is the ratio between the mass of the oven-dried sample and the air-dry mass before drying. It is a number less than one, except when there is no hygroscopic moisture.

14. Percentages of Soil in Suspension

14.1 Calculate the oven-dry mass of soil used in the hydrometer analysis by multiplying the air-dry mass by the hygroscopic moisture correction factor.

14.2 Calculate the mass of a total sample represented by the mass of soil used in the hydrometer test, by dividing the oven-dry mass used by the percentage passing the No. 10 (2.00-mm) sieve, and multiplying the result by 100. This value is the weight *W* in the equation for percentage remaining in suspension.

14.3 The percentage of soil remaining in suspension at the level at which the hydrometer is measuring the density of the suspension may be calculated as follows (Note 13): For hydrometer 151H:

$$P = \frac{((100000W) \times G(G - G_1)R - G_1)}{1000000} \quad (1)$$

NOTE 13—The bracketed portion of the equation for hydrometer 151H is constant for a series of readings and may be calculated first and then multiplied by the portion in the parentheses.

For hydrometer 152H:

$$P = (Ra/W) \times 100 \quad (2)$$

where:

- a* = correction factor to be applied to the reading of hydrometer 152H. (Values shown on the scale are computed using a specific gravity of 2.65. Correction factors are given in Table 1).
- P* = percentage of soil remaining in suspension at the level at which the hydrometer measures the density of the suspension,
- R* = hydrometer reading with composite correction applied (Section 7),
- W* = oven-dry mass of soil in a total test sample represented by mass of soil dispersed (see 14.2), g.
- G* = specific gravity of the soil particles, and
- G*₁ = specific gravity of the liquid in which soil particles are suspended. Use numerical value of one in both instances in the equation. In the first instance any possible variation produces no significant effect, and in the second instance, the composite correction for *R* is based on a value of one for *G*₁.

15. Diameter of Soil Particles

15.1 The diameter of a particle corresponding to the percentage indicated by a given hydrometer reading shall be calculated according to Stokes' law (Note 14), on the basis that a particle of this diameter was at the surface of the suspension at the beginning of sedimentation and had settled to the level at which the hydrometer is measuring the density of the suspension. According to Stokes' law: see Table 2

D 422

TABLE 1 Values of Correction Factor, α , for Different Specific Gravities of Soil Particles^a

Specific Gravity	Correction Factor ^a
2.95	0.94
2.90	0.95
2.85	0.96
2.80	0.97
2.75	0.98
2.70	0.99
2.65	1.00
2.60	1.01
2.55	1.02
2.50	1.03
2.45	1.05

^aFor use in equation for percentage of soil remaining in suspension when using Hydrometer 152H.

$$D = \sqrt{[30\pi/980(G - G_s)] \times L/T} \quad (3)$$

where:

- D = diameter of particle, mm,
- n = coefficient of viscosity of the suspending medium (in this case water) in poises (varies with changes in temperature of the suspending medium),
- L = distance from the surface of the suspension to the level at which the density of the suspension is being measured, cm. (For a given hydrometer and sedimentation cylinder, values vary according to the hydrometer readings. This distance is known as effective depth (see Table 2)),
- T = interval of time from beginning of sedimentation to the taking of the reading, min,
- G = specific gravity of soil particles, and
- G_s = specific gravity (relative density) of suspending medium (value may be used as 1.000 for all practical purposes).

NOTE 14—Since Stokes' law considers the terminal velocity of a single sphere falling in an infinity of liquid, the sizes calculated represent the diameter of spheres that would fall at the same rate as the soil particles.

15.2 For convenience in calculations the above equation may be written as follows: see Table 3

$$D = K\sqrt{L/T} \quad (4)$$

where:

- K = constant depending on the temperature of the suspension and the specific gravity of the soil particles. Values of K for a range of temperatures and specific gravities are given in Table 3. The value of K does not change for a series of readings constituting a test, while values of L and T do vary.

15.3 Values of D may be computed with sufficient accuracy, using an ordinary 10-in. slide rule.

NOTE 15—The value of L is divided by T using the A - and B -scales, the square root being indicated on the D -scale. Without ascertaining the value of the square root it may be multiplied by K , using either the C - or C -scale.

16. Sieve Analysis Values for Portion Finer than No. 10 (2.00-mm) Sieve

16.1 Calculation of percentages passing the various sieves used in sieving the portion of the sample from the hydrometer

TABLE 2 Values of Effective Depth Based on Hydrometer and Sedimentation Cylinder of Specified Sizes^a

Hydrometer 151H		Hydrometer 152H	
Actual Hydrometer Reading	Effective Depth, L, cm	Actual Hydrometer Reading	Effective Depth, L, cm
1.000	16.3	0	16.3
1.001	16.0	1	16.1
1.002	15.8	2	16.0
1.003	15.5	3	15.8
1.004	15.2	4	15.6
1.005	15.0	5	15.5
1.006	14.7	6	15.3
1.007	14.4	7	15.2
1.008	14.2	8	15.0
1.009	13.9	9	14.8
1.010	13.7	10	14.7
1.011	13.4	11	14.5
1.012	13.1	12	14.3
1.013	12.9	13	14.2
1.014	12.6	14	14.0
1.015	12.3	15	13.8
1.016	12.1	16	13.7
1.017	11.8	17	13.5
1.018	11.5	18	13.3
1.019	11.3	19	13.2
1.020	11.0	20	13.0
1.021	10.7	21	12.9
1.022	10.5	22	12.7
1.023	10.2	23	12.5
1.024	10.0	24	12.4
1.025	9.7	25	12.2
1.026	9.4	26	12.0
1.027	9.2	27	11.9
1.028	8.9	28	11.7
1.029	8.6	29	11.5
1.030	8.4	30	11.4
1.031	8.1		
1.032	7.8		
1.033	7.6		
1.034	7.3		
1.035	7.0		
1.036	6.8		
1.037	6.5		
1.038	6.2		

^aValues of effective depth are calculated from the equation: $L = L_0 + 1/2(L_0 - (V_0/A))$ (5)

where:

- L = effective depth, cm,
- L_0 = distance along the stem of the hydrometer from the top of the bulb to the mark for a hydrometer reading, cm,
- L_0 = overall length of the hydrometer bulb, cm,
- V_0 = volume of hydrometer bulb, cm³, and
- A = cross-sectional area of sedimentation cylinder, cm²

Values used in calculating the values in Table 2 are as follows:

For both hydrometers, 151H and 152H:

- L_0 = 14.0 cm
- V_0 = 67.0 cm³
- A = 27.8 cm²

For hydrometer 151H:

- L_1 = 10.5 cm for a reading of 1.000
- = 2.3 cm for a reading of 1.031

For hydrometer 152H:

- L_1 = 10.5 cm for a reading of 0 g/litre
- = 2.3 cm for a reading of 80 g/litre

test involves several steps. The first step is to calculate the mass of the fraction that would have been retained on the No. 10 sieve had it not been removed. This mass is equal to the total percentage retained on the No. 10 sieve (100 minus total

D 422

TABLE 3 Values of K for Use in Equation for Computing Diameter of Particle in Hydrometer Analysis

Temperature, ^a C	Specific Gravity of Soil Particles								
	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.01510	0.01505	0.01481	0.01457	0.01435	0.01414	0.01394	0.01374	0.01356
17	0.01511	0.01486	0.01462	0.01439	0.01417	0.01396	0.01376	0.01356	0.01338
18	0.01492	0.01467	0.01443	0.01421	0.01399	0.01378	0.01359	0.01339	0.01321
19	0.01474	0.01449	0.01425	0.01403	0.01382	0.01361	0.01342	0.1323	0.01305
20	0.01456	0.01431	0.01408	0.01386	0.01365	0.01344	0.01325	0.01307	0.01289
21	0.01438	0.01414	0.01391	0.01369	0.01348	0.01328	0.01309	0.01291	0.01273
22	0.01421	0.01397	0.01374	0.01353	0.01332	0.01312	0.01294	0.01276	0.01258
23	0.01404	0.01381	0.01358	0.01337	0.01317	0.01297	0.01279	0.01261	0.01243
24	0.01388	0.01365	0.01342	0.01321	0.01301	0.01282	0.01264	0.01246	0.01229
25	0.01372	0.01349	0.01327	0.01306	0.01286	0.01267	0.01249	0.01232	0.01215
26	0.01357	0.01334	0.01312	0.01291	0.01272	0.01253	0.01235	0.01218	0.01201
27	0.01342	0.01319	0.01297	0.01277	0.01258	0.01239	0.01221	0.01204	0.01188
28	0.01327	0.01304	0.01283	0.01264	0.01244	0.01225	0.01208	0.01191	0.01175
29	0.01312	0.01290	0.01269	0.01249	0.01230	0.01212	0.01195	0.01178	0.01162
30	0.01298	0.01276	0.01255	0.01236	0.01217	0.01199	0.01182	0.01165	0.01149

percentage passing) times the mass of the total sample represented by the mass of soil used (as calculated in 14.2), and the result divided by 100.

16.2 Calculate next the total mass passing the No. 200 sieve. Add together the fractional masses retained on all the sieves, including the No. 10 sieve, and subtract this sum from the mass of the total sample (as calculated in 14.2).

16.3 Calculate next the total masses passing each of the other sieves, in a manner similar to that given in 12.2.

16.4 Calculate last the total percentages passing by dividing the total mass passing (as calculated in 16.3) by the total mass of sample (as calculated in 14.2), and multiply the result by 100.

17. Graph

17.1 When the hydrometer analysis is performed, a graph of the test results shall be made, plotting the diameters of the particles on a logarithmic scale as the abscissa and the percentages smaller than the corresponding diameters to an arithmetic scale as the ordinate. When the hydrometer analysis is not made on a portion of the soil, the preparation of the graph is optional, since values may be secured directly from tabulated data.

18. Report

- 18.1 The report shall include the following:
 - 18.1.1 Maximum size of particles,
 - 18.1.2 Percentage passing (or retained on) each sieve, which may be tabulated or presented by plotting on a graph (Note 16),
 - 18.1.3 Description of sand and gravel particles:
 - 18.1.3.1 Shape—rounded or angular,
 - 18.1.3.2 Hardness—hard and durable, soft, or weathered and friable,
 - 18.1.4 Specific gravity, if unusually high or low,
 - 18.1.5 Any difficulty in dispersing the fraction passing the No. 10 (2.00-mm) sieve, indicating any change in type and amount of dispersing agent, and
 - 18.1.6 The dispersion device used and the length of the dispersion period.

Note 16—This tabulation of graph represents the gradation of the sample tested. If particles larger than those contained in the sample were removed before testing, the report shall so state giving the amount and maximum size.

18.2 For materials tested for compliance with definite specifications, the fractions called for in such specifications shall be reported. The fractions smaller than the No. 10 sieve shall be read from the graph.

18.3 For materials for which compliance with definite specifications is not indicated and when the soil is composed almost entirely of particles passing the No. 4 (4.75-mm) sieve, the results read from the graph may be reported as follows:

- (f) Gravel, passing 3-in. and retained on No. 4 sieve
- (g) Sand, passing No. 4 sieve and retained on No. 200 sieve
- (h) Coarse sand, passing No. 4 sieve and retained on No. 10 sieve
- (i) Medium sand, passing No. 10 sieve and retained on No. 40 sieve
- (j) Fine sand, passing No. 40 sieve and retained on No. 200 sieve
- (k) Silt size, 0.074 to 0.005 mm
- (l) Clay size, smaller than 0.005 mm
- Colloids, smaller than 0.001 μm

18.4 For materials for which compliance with definite specifications is not indicated and when the soil contains material retained on the No. 4 sieve sufficient to require a sieve analysis on that portion, the results may be reported as follows (Note 17):

SIEVE ANALYSIS	
Sieve Size	Percentage Passing
3-in.
2-in.
1½-in.
1-in.
¾-in.
½-in.
No. 4 (4.75-mm)
No. 10 (2.00-mm)
No. 40 (425-μm)
No. 200 (75-μm)
HYDROMETER ANALYSIS	
0.074 mm
0.005 mm
0.001 mm

Note 17—No. 8 (2.36-mm) and No. 50 (300-μm) sieves may be substituted for No. 10 and No. 40 sieves.

19. Keywords

19.1 grain-size; hydrometer analysis; hygroscopic moisture; particle-size; sieve analysis



Designation: D 2216 - 98

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
100 Bar Harbor Dr., West Conshohocken, PA 19380
Reprinted from the Annual Book of ASTM Standards, Copyright ASTM

Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass¹

This standard is issued under the fixed designation D 2216; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope *

1.1 This test method covers the laboratory determination of the water (moisture) content by mass of soil, rock, and similar materials where the reduction in mass by drying is due to loss of water except as noted in 1.4, 1.5, and 1.7. For simplicity, the word "material" hereinafter also refers to either soil or rock, whichever is most applicable.

1.2 Some disciplines, such as soil science, need to determine water content on the basis of volume. Such determinations are beyond the scope of this test method.

1.3 The water content of a material is defined in 3.2.1.

1.4 The term "solid material" as used in geotechnical engineering is typically assumed to mean naturally occurring mineral particles of soil and rock that are not readily soluble in water. Therefore, the water content of materials containing extraneous matter (such as cement, and the like) may require special treatment or a qualified definition of water content. In addition, some organic materials may be decomposed by oven drying at the standard drying temperature for this method (110°C). Materials containing gypsum (calcium sulfate dihydrate) or other compounds having significant amounts of hydrated water may present a special problem as this material slowly dehydrates at the standard drying temperature (110°C) and at very low relative humidities, forming a compound (calcium sulfate hemihydrate) which is not normally present in natural materials except in some desert soils. In order to reduce the degree of dehydration of gypsum in those materials containing gypsum, or to reduce decomposition in highly organic soils, it may be desirable to dry these materials at 60°C or in a desiccator at room temperature. Thus, when a drying temperature is used which is different from the standard drying temperature as defined by this test method, the resulting water content may be different from standard water content determined at the standard drying temperature.

Note 1—Test Methods D 2974 provides an alternate procedure for determining water content of peat materials.

1.5 Materials containing water with substantial amounts of soluble solids (such as salt in the case of marine sediments)

when tested by this method will give a mass of solids which includes the previously soluble solids. These materials require special treatment to remove or account for the presence of precipitated solids in the dry mass of the specimen, or a qualified definition of water content must be used. For example, see Noorany² regarding information on marine soils.

1.6 This test method requires several hours for proper drying of the water content specimen. Test Method D 4643 provides for drying of the test specimen in a microwave oven which is a shorter process. Also see Gilbert³ for details on the background of this test method.

1.7 This standard requires the drying of material in an oven at high temperatures. If the material being dried is contaminated with certain chemicals, health and safety hazards can exist. Therefore, this standard should not be used in determining the water content of contaminated soils unless adequate health and safety precautions are taken.

1.8 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- D 653 Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids⁴
- D 2974 Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils⁴
- D 4220 Practice for Preserving and Transporting Soil Samples⁴
- D 4318 Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils⁴
- D 4643 Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by the Microwave Oven Method⁴
- D 4753 Specification for Evaluating, Selecting, and Specifying Balances and Scales for Use in Soil and Rock Testing⁴

²Noorany, L., "Phase Relations in Marine Soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 4, April 1984, pp. 539-543.

³Gilbert, P.A., "Computer Controlled Microwave Oven System for Rapid Water Content Determination", Tech. Report GL-88-21, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, MS, November 1988.

⁴Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08.

¹This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.03 on Texture, Plasticity and Density Characteristics of Soils.

Current edition approved Feb. 10, 1998. Published January 1999. Originally published as D 2216 - 63 T. Last previous edition D 2216 - 92.

*A Summary of Changes section appears at the end of this standard.

D 2216

D 6026 Guide for Using Significant Digits in Calculating and Reporting Geotechnical Test Data⁵
 E 145 Specification for Gravity-Convection And Forced-Ventilation Ovens⁶

3. Terminology

3.1 Refer to Terminology D 653 for standard definitions of terms.

3.2. Definitions of Terms Specific to This Standard:

3.2.1 *water content (of a material)*—the ratio expressed as a percent of the mass of "pore" or "free" water in a given mass of material to the mass of the solid material. A standard temperature of $110 \pm 5^\circ\text{C}$ is used to determine these masses.

4. Summary of Test Method

4.1 A test specimen is dried in an oven at a temperature of $110 \pm 5^\circ\text{C}$ to a constant mass. The loss of mass due to drying is considered to be water. The water content is calculated using the mass of water and the mass of the dry specimen.

5. Significance and Use

5.1 For many materials, the water content is one of the most significant index properties used in establishing a correlation between soil behavior and its index properties.

5.2 The water content of a material is used in expressing the phase relationships of air, water, and solids in a given volume of material.

5.3 In fine-grained (cohesive) soils, the consistency of a given soil type depends on its water content. The water content of a soil, along with its liquid and plastic limits as determined by Test Method D 4318, is used to express its relative consistency or liquidity index.

6. Apparatus

6.1 *Drying Oven*, thermostatically-controlled, preferably of the forced-draft type, meeting the requirements of Specification E 145 and capable of maintaining a uniform temperature of $110 \pm 5^\circ\text{C}$ throughout the drying chamber.

6.2 *Balances*—All balances must meet the requirements of Specification D 4753 and this section. A Class GP1 balance of 0.01g readability is required for specimens having a mass of up to 200 g (excluding mass of specimen container) and a Class GP2 balance of 0.1g readability is required for specimens having a mass over 200 g. However, the balance used may be controlled by the number of significant digits needed (see 8.2.1 and 12.1.2).

6.3 *Specimen Containers*—Suitable containers made of material resistant to corrosion and change in mass upon repeated heating, cooling, exposure to materials of varying pH, and cleaning. Unless a desiccator is used, containers with close-fitting lids shall be used for testing specimens having a mass of less than about 200 g; while for specimens having a mass greater than about 200 g, containers without lids may be used (see Note 7). One container is needed for each water content determination.

Note 2—The purpose of close-fitting lids is to prevent loss of moisture from specimens before initial mass determination and to prevent absorption of moisture from the atmosphere following drying and before final mass determination.

6.4 *Desiccator*—A desiccator cabinet or large desiccator jar of suitable size containing silica gel or anhydrous calcium sulfate. It is preferable to use a desiccant which changes color to indicate it needs reconstitution. See 10.5.

Note 3—Anhydrous calcium sulfate is sold under the trade name Drierite.

6.5 *Container Handling Apparatus*, gloves, tongs, or suitable holder for moving and handling hot containers after drying.

6.6 *Miscellaneous*, knives, spatulas, scoops, quartering cloth, sample splitters, etc. as required.

7. Samples

7.1 Samples shall be preserved and transported in accordance with Practice 4220 Groups B, C, or D soils. Keep the samples that are stored prior to testing in noncorrodible airtight containers at a temperature between approximately 3 and 30°C and in an area that prevents direct contact with sunlight. Disturbed samples in jars or other containers shall be stored in such a way as to prevent or minimize moisture condensation on the insides of the containers.

7.2 The water content determination should be done as soon as practicable after sampling, especially if potentially corrodible containers (such as thin-walled steel tubes, paint cans, etc.) or plastic sample bags are used.

8. Test Specimen

8.1 For water contents being determined in conjunction with another ASTM method, the specimen mass requirement stated in that method shall be used if one is provided. If no minimum specimen mass is provided in that method then the values given below shall apply. See Howard⁷ for background data for the values listed.

8.2 The minimum mass of moist material selected to be representative of the total sample shall be in accordance with the following:

Maximum particle size (100 % passing)	Standard Sieve Size	Recommended minimum mass of moist test specimen for water content reported to $\pm 0.1\%$	Recommended minimum mass of moist test specimen for water content reported to $\pm 1\%$
2 mm or less	No. 10	20 g	20 g ^a
4.75 mm	No. 4	100 g	20 g ^a
9.5 mm	¼-in.	500 g	50 g
19.0 mm	¾-in.	2.5 kg	250 g
37.5 mm	1½ in.	10 kg	1 kg
75.0 mm	3-in.	50 kg	5 kg

^aTo be representative not less than 20 g shall be used.

8.2.1 The minimum mass used may have to be increased to obtain the needed significant digits for the mass of water when reporting water contents to the nearest 0.1 % or as indicated in 12.1.2.

⁷ Howard, A. K., "Minimum Test Specimen Mass for Moisture Content Determination", *Geotechnical Testing Journal*, A.S.T.M., Vol. 12, No. 1, March 1989, pp. 39-44.

⁵ Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.09.
⁶ Annual Book of ASTM Standards, Vol. 14.02.

 D 2216

8.3 Using a test specimen smaller than the minimum indicated in 8.2 requires discretion, though it may be adequate for the purposes of the test. Any specimen used not meeting these requirements shall be noted on the test data forms or test data sheets.

8.4 When working with a small (less than 200g) specimen containing a relatively large gravel particle, it is appropriate not to include this particle in the test specimen. However, any discarded material shall be described and noted on the test data forms or test data sheets.

8.5 For those samples consisting entirely of intact rock, the minimum specimen mass shall be 500 g. Representative portions of the sample may be broken into smaller particles, depending on the sample's size, the container and balance being used and to facilitate drying to constant mass, see 10.4. Specimen sizes as small as 200 g may be tested if water contents of only two significant digits are acceptable.

9. Test Specimen Selection

9.1 When the test specimen is a portion of a larger amount of material, the specimen must be selected to be representative of the water condition of the entire amount of material. The manner in which the test specimen is selected depends on the purpose and application of the test, type of material being tested, the water condition, and the type of sample (from another test, bag, block, and the likes.)

9.2 For disturbed samples such as trimmings, bag samples, and the like, obtain the test specimen by one of the following methods (listed in order of preference):

9.2.1 If the material is such that it can be manipulated and handled without significant moisture loss and segregation, the material should be mixed thoroughly and then select a representative portion using a scoop of a size that no more than a few scoopfuls are required to obtain the proper size of specimen defined in 8.2.

9.2.2 If the material is such that it cannot be thoroughly mixed or mixed and sampled by a scoop, form a stockpile of the material, mixing as much as possible. Take at least five portions of material at random locations using a sampling tube, shovel, scoop, trowel, or similar device appropriate to the maximum particle size present in the material. Combine all the portions for the test specimen.

9.2.3 If the material or conditions are such that a stockpile cannot be formed, take as many portions of the material as practical, using random locations that will best represent the moisture condition. Combine all the portions for the test specimen.

9.3 Intact samples such as block, tube, split barrel, and the like, obtain the test specimen by one of the following methods depending on the purpose and potential use of the sample.

9.3.1 Using a knife, wire saw, or other sharp cutting device, trim the outside portion of the sample a sufficient distance to see if the material is layered and to remove material that appears more dry or more wet than the main portion of the sample. If the existence of layering is questionable, slice the sample in half. If the material is layered, see 9.3.3.

9.3.2 If the material is not layered, obtain the specimen meeting the mass requirements in 8.2 by: (1) taking all or one-half of the interval being tested; (2) trimming a represen-

tative slice from the interval being tested; or (3) trimming the exposed surface of one-half or from the interval being tested.

Note 4—Migration of moisture in some cohesionless soils may require that the full section be sampled.

9.3.3 If a layered material (or more than one material type is encountered), select an average specimen, or individual specimens, or both. Specimens must be properly identified as to location, or what they represent, and appropriate remarks entered on the test data forms or test data sheets.

10. Procedure

10.1 Determine and record the mass of the clean and dry specimen container (and its lid, if used).

10.2 Select representative test specimens in accordance with Section 9.

10.3 Place the moist test specimen in the container and, if used, set the lid securely in position. Determine the mass of the container and moist material using a balance (see 6.2) selected on the basis of the specimen mass. Record this value.

Note 5—To prevent mixing of specimens and yielding of incorrect results, all containers, and lids if used, should be numbered and the container numbers shall be recorded on the laboratory data sheets. The lid numbers should match the container numbers to eliminate confusion.

Note 6—To assist in the oven-drying of large test specimens, they should be placed in containers having a large surface area (such as pans) and the material broken up into smaller aggregations.

10.4 Remove the lid (if used) and place the container with moist material in the drying oven. Dry the material to a constant mass. Maintain the drying oven at $110 \pm 5^\circ\text{C}$ unless otherwise specified (see 1.4). The time required to obtain constant mass will vary depending on the type of material, size of specimen, oven type and capacity, and other factors. The influence of these factors generally can be established by good judgment, and experience with the materials being tested and the apparatus being used.

Note 7—In most cases, drying a test specimen overnight (about 12 to 16 h) is sufficient. In cases where there is doubt concerning the adequacy of drying, drying should be continued until the change in mass after two successive periods (greater than 1 h) of drying is an insignificant amount (less than about 0.1 %). Specimens of sand may often be dried to constant mass in a period of about 4 h, when a forced-draft oven is used.

Note 8—Since some dry materials may absorb moisture from moist specimens, dried specimens should be removed before placing moist specimens in the same oven. However, this would not be applicable if the previously dried specimens will remain in the drying oven for an additional time period of about 16 h.

10.5 After the material has dried to constant mass remove the container from the oven (and replace the lid if used). Allow the material and container to cool to room temperature or until the container can be handled comfortably with bare hands and the operation of the balance will not be affected by convection currents and/or its being heated. Determine the mass of the container and oven-dried material using the same type/capacity balance used in 10.3. Record this value. Tight fitting lids shall be used if it appears that the specimen is absorbing moisture from the air prior to determination of its dry mass.

Note 9—Cooling in a desiccator is acceptable in place of tight fitting lids since it greatly reduces absorption of moisture from the atmosphere during cooling especially for containers without tight fitting lids.

D 2216

11. Calculation

11.1 Calculate the water content of the material as follows:

$$w = \frac{(M_{wet} - M_{ov}) / (M_{ov} - M_c)}{M_s} \times 100 \quad (1)$$

where:

- w = water content, %
- M_{wet} = mass of container and wet specimen, g.
- M_{ov} = mass of container and oven dry specimen, g.
- M_c = mass of container, g.
- M_w = mass of water ($M_w = M_{wet} - M_{ov}$), g. and
- M_s = mass of solid particles ($M_s = M_{ov} - M_c$), g.

12. Report

12.1 Test data forms or test data sheets shall include the following:

12.1.1 Identification of the sample (material) being tested, such as boring number, sample number, test number, container number etc.

12.1.2 Water content of the specimen to the nearest 1 % or 0.1 %, as appropriate based on the minimum sample used. If this method is used in concert with another method, the water content of the specimen should be reported to the value required by the test method for which the water content is being determined. Refer to Guide D 6026 for guidance concerning significant digits, especially if the value obtained from this test method is to be used to calculate other relationships such as unit weight or density. For instance, if it is desired to express dry unit weight to the nearest 0.1 lb/ft³ (0.02 kN/m³), it may be necessary to use a balance with a greater readability or use a larger specimen mass to obtain the required significant digits the mass of water so that the water content can be determined to the required significant digits. Also, the significant digits in Guide D 6026 may need to be increased when calculating phase relationships requiring four significant digits.

12.1.3 Indicate if test specimen had a mass less than the minimum indicated in 8.2.

12.1.4 Indicate if test specimen contained more than one material type (layered, etc.).

12.1.5 Indicate the temperature of drying if different from 110 ± 5°C.

12.1.6 Indicate if any material (size and amount) was excluded from the test specimen.

12.2 When reporting water content in tables, figures, etc., any data not meeting the requirements of this test method shall be noted, such as not meeting the mass, balance, or temperature requirements or a portion of the material is excluded from the test specimen.

13. Precision and Bias

13.1 *Statement on Bias*—There is no accepted reference value for this test method; therefore, bias cannot be determined.

13.2 *Statements on Precision*:

13.2.1 *Single-Operator Precision (Repeatability)*—The single-operator coefficient of variation has been found to be 2.7 percent. Therefore, results of two properly conducted tests by the same operator with the same equipment should not be considered suspect unless they differ by more than 7.8 percent of their mean.⁶

13.2.2 *Multilaboratory Precision (Reproducibility)*⁶—The multilaboratory coefficient of variation has been found to be 5.0 percent. Therefore, results of two properly conducted tests by different operators using different equipment should not be considered suspect unless they differ by more than 14.0 percent of their mean.

14. Keywords

14.1 consistency; index property; laboratory; moisture analysis; moisture content; soil aggregate; water content

⁶ These numbers represent the (1s) and (2s) limits as described in Practice C 670.

⁷ These numbers represent the (1s) and (2s) limits as described in Practice C 670.

SUMMARY OF CHANGES

Committee D-18 has identified the location of selected changes to this standard since the last issue. (D 2216-92) that may impact the use of this standard.

- (1) Title was changed to emphasize that mass is the basis for the standard.
- (2) Section 1.1 was revised to clarify "similar materials".
- (3) New 1.2 was added to explain a limitation in scope. The other sections were renumbered as appropriate.
- (4) An information reference was included in 1.5.
- (5) An information reference was included in 1.6
- (6) A new ASTM referenced document was included in 2.1.
- (7) New Footnotes 2, 3, and 5 were added and identified. Other footnotes were renumbered where necessary for sequential identification.
- (8) Information concerning balances was added in 6.2
- (9) Section 6.3 was revised to clarify the use of close-fitting lids, and a reference to Note 8 was added.

(10) In 6.4, "anhydrous calcium phosphate" was changed to "anhydrous calcium sulfate" to correct an error and to agree with Note 3.

(11) A typo in 8.1 was corrected from "before" to "below" and a footnoted reference was added for information.

(12) A portion of 8.2 was deleted for clarity.


(13) A new 8.2.1 was added to clarify minimum mass requirements.

(14) Sections 8.3, 8.4, 9.3.3, and 12.1 were changed to substitute "test data form/sheet" for "report".

(15) Footnote seven was identified.

(16) Section 9.2.1 was revised to improve clarity and intent.

(17) The word "possible" was changed to "practical" in 9.2.3.

 D 2216

- (18) Section 9.3.1 and 9.3.2 were revised to improve clarity and for practicality.
- (19) A reference to Guide D 6026 was added in 12.1.2.
- (20) Footnotes 8 and 9 were added to 13.2.1 and 13.2.2, respectively. These were inadvertently omitted from the 1992

version. These explanations provide clarity and information to the user.
(21) A Summary of Changes was added to reflect D-18's policy.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.

Designation: D 2850 - 95¹

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS
100 Bar Harbor Dr., West Conshohocken, PA 19380
Reprinted from the Annual Book of ASTM Standards. Copyright ASTM
If not listed in the current combined index, we appear in the next edition.

Standard Test Method for Unconsolidated, Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils¹

This standard is issued under the fixed designation D 2850; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

¹NOTE—The title was corrected editorially in December 1996.

1. Scope

1.1 This test method covers determination of the strength and stress-strain relationships of a cylindrical specimen of either undisturbed or remolded cohesive soil. Specimens are subjected to a confining fluid pressure in a triaxial chamber. No drainage of the specimen is permitted during the test. The specimen is sheared in compression without drainage at a constant rate of axial deformation (strain controlled).

1.2 This test method provides data for determining undrained strength properties and stress-strain relations for soils. This test method provides for the measurement of the total stresses applied to the specimen, that is, the stresses are not corrected for pore-water pressure.

NOTE 1—The determination of the unconfined compressive strength of cohesive soils is covered by Test Method D 2166.

NOTE 2—The determination of the consolidated, undrained strength of cohesive soils with pore pressure measurement is covered by Test Method D 4767.

1.3 The values stated in SI units are to be regarded as the standard. The values stated in inch-pound units and given in parentheses are approximate.

1.4 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- D 422 Method for Particle-Size Analysis of Soils²
- D 653 Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids²
- D 854 Test Method for Specific Gravity of Soils²
- D 1587 Method for Thin-Walled Tube Sampling of Soils²
- D 2166 Test Methods for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil²
- D 2216 Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock²
- D 2437 Classification of Soils for Engineering Purposes²

¹ This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.05 on Structural Properties of Soils.

Current edition approved May 15, 1995. Published July 1995. Originally published as D 2850 - 70. Last previous edition D 2850 - 87¹.

² Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08.

- D 2488 Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)²
- D 3740 Practice for Evaluation of Agencies Engaged in the Testing and/or Inspection of Soil and Rock as Used in Engineering Design and Construction²
- D 4220 Practices for Preserving and Transporting Soil Samples²
- D 4318 Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils²
- D 4753 Specification for Evaluating, Selecting, and Specifying Balances and Scales for Use in Testing Soil and Rock, and Related Construction Materials²
- D 4767 Test Method for Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils²

3. Terminology

3.1 *Definitions*—The definitions of terms used in this test method shall be in accordance with Terminology D 653.

3.2 Descriptions of Terms Specific to This Standard:

3.2.1 *failure*—the stress condition at failure for a test specimen. Failure is often taken to correspond to the maximum principal stress difference (deviator stress) attained or the principal stress difference (deviator stress) at 15 % axial strain, whichever is obtained first during the performance of a test.

3.2.2 *unconsolidated-undrained compressive strength*—the value of the principal stress difference (deviator stress) at failure.

4. Significance and Use

4.1 In this test method, the compressive strength of a soil is determined in terms of the total stress, therefore, the resulting strength depends on the pressure developed in the pore fluid during loading. In this test method, fluid flow is not permitted from or into the soil specimen as the load is applied, therefore the resulting pore pressure, and hence strength, differs from that developed in the case where drainage can occur.

4.2 If the test specimens are 100 % saturated, consolidation cannot occur when the confining pressure is applied nor during the shear portion of the test since drainage is not permitted. Therefore, if several specimens of the same material are tested, and if they are all at approximately the same water content and void ratio when they are tested, they will have approximately the same undrained shear strength. The Mohr failure envelope will usually be a horizontal straight line over the entire range of confining stresses

D 2850

applied to the specimens if the specimens are fully saturated.

4.3 If the test specimens are partially saturated or compacted specimens, where the degree of saturation is less than 100 %, consolidation may occur when the confining pressure is applied and during shear, even though drainage is not permitted. Therefore, if several partially saturated specimens of the same material are tested at different confining stresses, they will not have the same undrained shear strength. Thus, the Mohr failure envelope for unconsolidated undrained triaxial tests on partially saturated soils is usually curved.

4.4 The unconsolidated undrained triaxial strength is applicable to situations where the loads are assumed to take place so rapidly that there is insufficient time for the induced pore-water pressure to dissipate and for consolidation to occur during the loading period (that is, drainage does not occur).

4.5 Compressive strengths determined using this procedure may not apply in cases where the loading conditions in the field differ significantly from those used in this test method.

NOTE 3—Notwithstanding the statements on precision and bias contained in this test method: The precision of this test method is dependent on the competence of the personnel performing it and the suitability of the equipment and facilities used. Agencies which meet the criteria of Practice D 3740 are generally considered capable of competent testing. Users of this test method are cautioned that compliance with Practice D 3740 does not ensure reliable testing. Reliable testing depends on several factors; Practice D 3740 provides a means of evaluating some of those factors.

5. Apparatus

5.1 **Axial Loading Device**—The axial loading device may be screw jack driven by an electric motor through a geared transmission, a hydraulic loading device, or any other compression device with sufficient capacity and control to provide the rate of loading prescribed in 7.5. The rate of advance of the loading device should not deviate by more than ± 5 % from the selected value. Vibrations due to the operation of the loading device shall be sufficiently small to not cause dimensional changes in the specimen.

NOTE 4—A loading device may be used to provide sufficiently small vibrations if there are no visible ripples in a glass of water placed on the loading platen when the device is operating at the speed at which the test is performed.

5.2 **Axial Load-Measuring Device**—The axial load-measuring device shall be a load ring, electronic load cell, hydraulic load cell, or any other load-measuring device capable of measuring the axial load to an accuracy of 1 % of the axial load at failure and may be a part of the axial loading device.

5.3 **Triaxial Compression Chamber**—The triaxial chamber shall consist of a top plate and a baseplate separated by a cylinder. The cylinder may be constructed of any material capable of withstanding the applied pressure. It is desirable to use a transparent material or have a cylinder provided with viewing ports so the behavior of the specimen may be observed. The top plate shall have a vent valve such that air can be forced out of the chamber as it is filled. The base plate shall have an inlet through which the pressure liquid is supplied to the chamber.

5.4 **Axial Load Piston**—The piston passing through the top of the chamber and its seal must be designed so the

variation in axial load due to friction does not exceed 0.1 % of the axial load at failure as measured in 8.4.1.3 and so there is negligible lateral bending of the piston during loading.

NOTE 5—The use of two linear ball bushings to guide the piston is recommended to minimize friction and maintain alignment.


NOTE 6—A minimum piston diameter of one sixth the specimen diameter has been used successfully in many laboratories to minimize lateral bending.

5.5 **Pressure Control Device**—The chamber pressure control device shall be capable of applying and controlling the chamber pressure to within ± 2 kPa (0.25 psi) for pressures less than 200 kPa (28 psi) and to within ± 1 % for pressures greater than 200 kPa (28 psi). This device may consist of a reservoir connected to the triaxial chamber and partially filled with the chamber fluid (usually water), with the upper part of the reservoir connected to a compressed gas supply; the gas pressure being controlled by a pressure regulator and measured by a pressure gage, electronic pressure transducer, or any other device capable of measuring to the prescribed tolerance. However, a hydraulic system pressurized by dead-weight acting on a piston or any other pressure-maintaining and measurement device capable of applying and controlling the chamber pressure to the tolerance prescribed in this section may be used.

5.6 **Specimen Cap and Base**—An impermeable rigid cap and base shall be used to prevent drainage of the specimen. The specimen cap and base shall be constructed of a noncorrosive impermeable material, and each shall have a circular plane surface of contact with the specimen and a circular cross section. The weight of the specimen cap shall produce an axial stress on the specimen of less than 1 kN/m². The diameter of the cap and base shall be equal to the initial diameter of the specimen. The specimen base shall be connected to the triaxial compression chamber to prevent lateral motion or tilting and the specimen cap shall be designed such that eccentricity of the piston to cap contact relative to the vertical axis of the specimen does not exceed 1.3 mm (0.05 in.). The end of the piston and specimen cap contact area shall be designed so that tilting of the specimen cap during the test is minimal. The cylindrical surface of the specimen base and cap that contacts the membrane to form a seal shall be smooth and free of scratches.

5.7 **Deformation Indicator**—The vertical deformation of the specimen shall be measured with an accuracy of at least 0.03 % of the specimen height. The deformation indicator shall have a range of at least 20 % of the height of the specimen, and may be a dial indicator, linear variable differential transformer (LVDT), extensometer or other measuring device meeting the requirements for accuracy and range.

5.8 **Rubber Membrane**—The rubber membrane used to encase the specimen shall provide reliable protection against leakage. Membranes shall be carefully inspected prior to use, and if any flaws or pinholes are evident, the membrane shall be discarded. To offer minimum restraint to the specimen, the unstretched membrane diameter shall be between 90 and 95 % of that of the specimen. The membrane thickness shall not exceed 1 % of the diameter of the specimen. The membrane shall be sealed to the specimen base and cap with rubber O-rings for which the unstressed inside diameter is between 75 and 85 % of the diameter of the cap and base or

 D 2850

by any method that will produce a positive seal. An equation for correcting the principal stress difference (deviator stress) for the effect of the stiffness of the membrane is given in 8.6.

5.9 Sample Extruder—The sample extruder shall be capable of extruding the soil core from the sampling tube in the same direction of travel in which the sample entered the tube and with minimum disturbance of the sample. If the soil core is not extruded vertically, care should be taken to avoid bending stresses on the core due to gravity. Conditions at the time of sample removal may dictate the direction of removal, but the principal concern is to keep the degree of disturbance minimal.

5.10 Specimen Size Measurement Devices—Devices used to measure the height and diameter of the specimen shall be capable of measuring the desired dimension to within 0.1 % of its actual length and shall be constructed such that their use will not disturb the specimen.

NOTE 7—Circumferential measuring tapes are recommended over calipers for measuring the diameter.

5.11 Timer—A timing device indicating the elapsed testing time to the nearest 1 s shall be used for establishing the rate of strain application prescribed in 7.5.

5.12 Balances—A balance or scale conforming to the requirements of Specification D 4753 readable (with no estimation) to 0.1 % of the test mass, or better.

5.13 Miscellaneous Apparatus—Specimen trimming and carving tools including a wire saw, steel straightedge, miter box and vertical trimming lathe, apparatus for preparing compacted specimens, remolding apparatus, water content cans, and data sheets shall be provided as required.

6. Test Specimens

6.1 Specimen Size—Specimens shall be cylindrical and have a minimum diameter of 3.3 cm (1.3 in.). The height-to-diameter ratio shall be between 2 and 2.5. The largest particle size shall be smaller than one sixth the specimen diameter. If, after completion of a test, it is found based on visual observation that oversize particles are present, indicate this information in the report of test data (see 9.1.12).

NOTE 8—If oversize particles are found in the specimen after testing, a particle-size analysis may be performed in accordance with Test Method D 422 to confirm the visual observation and the results provided with the test report (see 9.1.4).

6.2 Undisturbed Specimens—Prepare undisturbed specimens from large undisturbed samples or from samples secured in accordance with Practice D 1587 or other acceptable undisturbed tube sampling procedures. Samples shall be preserved and transported in accordance with the practices for Group C samples in Practices D 4220. Specimens obtained by tube sampling may be tested without trimming except for cutting the end surfaces plane and perpendicular to the longitudinal axis of the specimen, provided soil characteristics are such that no significant disturbance results from sampling. Handle specimens carefully to minimize disturbance, changes in cross section, or change in water content. If compression or any type of noticeable disturbance would be caused by the extrusion device, split the sample tube lengthwise or cut the tube in suitable sections to facilitate removal of the specimen with minimum disturbance. Prepare trimmed specimens, in an environment such

as a controlled high-humidity room where soil water content change is minimized. Where removal of pebbles or crumbling resulting from trimming causes voids on the surface of the specimen, carefully fill the voids with remolded soil obtained from the trimmings. When the sample condition permits, a vertical trimming lathe may be used to reduce the specimen to the required diameter. After obtaining the required diameter, place the specimen in a miter box and cut the specimen to the final height with a wire saw or other suitable device. Trim the surfaces with the steel straightedge. Perform one or more water content determinations on material trimmed from the specimen in accordance with Test Method D 2216. Determine the mass and dimensions of the specimen using the devices described in 5.11 and 5.9. A minimum of three height measurements (120° apart) and at least three diameter measurements at the quarter points of the height shall be made to determine the average height and diameter of the specimen.

6.3 Compacted Specimens—Soil required for compacted specimens shall be thoroughly mixed with sufficient water to produce the desired water content. If water is added to the soil, store the material in a covered container for at least 16 h prior to compaction. Compacted specimens may be prepared by compacting material in at least six layers using a split mold of circular cross section having dimensions meeting the requirements enumerated in 6.1. Specimens may be compacted to the desired density by either: (1) kneading or tamping each layer until the accumulative mass of the soil placed in the mold is compacted to a known volume; or (2) by adjusting the number of layers, the number of tamps per layer, and the force per tamp. The top of each layer shall be sacrificed prior to the addition of material for the next layer. The tamper used to compact the material shall have diameter equal to or less than one half the diameter of the mold. After a specimen is formed, with the ends perpendicular to the longitudinal axis, remove the mold and determine the mass and dimensions of the specimen using the devices described in 5.11 and 5.9. Perform one or more water content determinations on excess material used to prepare the specimen in accordance with Test Method D 2216.

NOTE 9—It is common for the unit weight of the specimen after removal from the mold to be less than the value based on the volume of the mold. This occurs as a result of the specimen swelling after removal of the lateral confinement due to the mold.

7. Procedure

7.1 Place the membrane on the membrane expander or, if it is to be rolled onto the specimen, place the membrane onto the cap or base. Place the specimen on the base. Place the rubber membrane around the specimen and seal it at the cap and base with O-rings or other positive seals at each end. A thin coating of silicon grease on the vertical surfaces of the cap or base will aid in sealing the membrane.

7.2 With the specimen cased in the rubber membrane, which is sealed to the specimen cap and base and positioned in the chamber, assemble the triaxial chamber. Bring the axial load piston into contact with the specimen cap several times to permit proper seating and alignment of the piston with the cap. When the piston is brought into contact the final time, record the reading on the deformation indicator. During this procedure, take care not to apply an axial stress

 D 2850

to the specimen exceeding approximately 0.5 % of the estimated compressive strength. If the weight of the piston is sufficient to apply an axial stress exceeding approximately 0.5 % of the estimated compressive strength, lock the piston in place above the specimen cap after checking the seating and alignment and keep locked until application of the chamber pressure.

7.3 Place the chamber in position in the axial loading device. Be careful to align the axial loading device, the axial load-measuring device, and the triaxial chamber to prevent the application of a lateral force to the piston during testing. Attach the pressure-maintaining and measurement device and fill the chamber with the confining liquid. Adjust the pressure-maintaining and measurement device to the desired chamber pressure and apply the pressure to the chamber fluid. Wait approximately 10 min after the application of chamber pressure to allow the specimen to stabilize under the chamber pressure prior to application of the axial load.

NOTE 10—In some cases the chamber will be filled and the chamber pressure applied before placement in the axial loading device.

NOTE 11—Make sure the piston is locked or held in place by the axial loading device before applying the chamber pressure.

NOTE 12—The waiting period may need to be increased for soft or partially saturated soils.

7.4 If the axial load-measuring device is located outside of the triaxial chamber, the chamber pressure will produce an upward force on the piston that will react against the axial loading device. In this case, start the test with the piston slightly above the specimen cap, and before the piston comes in contact with the specimen cap, either: (1) measure and record the initial piston friction and upward thrust of the piston produced by the chamber pressure and later correct the measured axial load, or (2) adjust the axial load-measuring device to compensate for the friction and thrust. If the axial load-measuring device is located inside the chamber, it will not be necessary to correct or compensate for the uplift force acting on the axial loading device or for piston friction. In both cases record the initial reading on the deformation indicator when the piston contacts the specimen cap.

7.5 Apply the axial load to produce axial strain at a rate of approximately 1 %/min for plastic materials and 0.3 %/min for brittle materials that achieve maximum deviator stress at approximately 3 to 6 % strain. At these rates, the elapsed time to reach maximum deviator stress will be approximately 15 to 20 min. Continue the loading to 15 % axial strain, except loading may be stopped when the deviator stress has peaked then dropped 20 % or the axial strain has reached 5 % beyond the strain at which the peak in deviator stress occurred.

7.6 Record load and deformation values at about 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, and 0.5 % strain; then at increments of about 0.5 % strain to 3 %; and, thereafter at every 1 %. Take sufficient readings to define the stress-strain curve; hence, more frequent readings may be required in the early stages of the test and as failure is approached.

NOTE 13—Alternate intervals for the readings may be used provided sufficient points are obtained to define the stress-strain curve.

7.7 After completion of the test, remove the test specimen from the chamber. Determine the water content of the test

specimen in accordance with Test Method D 2216 using the entire specimen, if possible.

7.8 Prior to placing the specimen (or portion thereof) in the oven to dry, sketch a picture or take a photograph of the specimen showing the mode of failure (shear plane, bulging, etc.).

8. Calculation

8.1 Calculate the axial strain, ϵ (expressed as a decimal), for a given applied axial load, as follows:

$$\epsilon = \Delta H/H_0 \quad (1)$$

where:

ΔH = change in height of specimen as read from deformation indicator, and

H_0 = initial height of test specimen minus any change in length prior to loading.

8.2 Calculate the average cross-sectional area, A , for a given applied axial load as follows:

$$A = A_0/(1 - \epsilon) \quad (2)$$

where:

A_0 = initial average cross-sectional area of the specimen, and

ϵ = axial strain for the given axial load (expressed as a decimal).

NOTE 14—In the event that the application of the chamber pressure results in a change in the specimen length, A_0 should be corrected to reflect this change in volume. Frequently, this is done by assuming that lateral strains are equal to vertical strains. The diameter after volume change would be given by $D = D_0(1 - \Delta H/H_0)$.

8.3 Calculate the principal stress difference (deviator stress), $\sigma_1 - \sigma_2$, for a given applied axial load as follows:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = P/A \quad (3)$$

where:

P = measured applied axial load (corrected for uplift and piston friction, if required see 7.4), and

A = corresponding average cross-sectional area.

8.4 *Stress-Strain Curve*—Prepare a graph showing the relationship between principal stress difference (deviator stress) and axial strain, plotting deviator stress as ordinate and axial strain (in percent) as abscissa. Select the compressive strength and axial strain at failure in accordance with the definitions in 3.2.1 and 3.2.2.

8.5 *Correction for Rubber Membrane*—Assuming units are consistent, the following equation shall be used to correct the principal stress difference or deviator stress for the effect of the rubber membrane if the error in principal stress difference due to the stiffness of the membrane exceeds 5 %:

$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_2) = 4E_m t_m \epsilon_1 / D \quad (4)$$

where:

$\Delta(\sigma_1 - \sigma_2)$ = correction to be subtracted from the measured principal stress difference,

D = $\sqrt{4A/\pi}$ = diameter of specimen,

E_m = Young's modulus for the membrane material,

t_m = thickness of the membrane, and

ϵ_1 = axial strain.

8.5.1 The Young's modulus of the membrane material may be determined by hanging a 10.0-mm wide strip of membrane over a thin rod, placing another rod along the bottom of the hanging membrane, and measuring the force

 D 2850

per unit strain obtained by stretching the membrane. The modulus value may be computed using the following equation assuming units are consistent:

$$E_m = FL/A_m\Delta L \quad (5)$$

where:

- E_m = Young's modulus of the membrane material,
- F = force applied to stretch the membrane,
- A_m = twice the initial thickness of the membrane multiplied by the width of the membrane strip,
- L = unstretched length of the membrane, and
- ΔL = change in length of the membrane due to application of F .

A typical value of E_m for latex membrane is 1400 kN/m².

NOTE 15—The effect of the stiffness of the membrane on the lateral stress is usually assumed to be negligible.

NOTE 16—The correction for rubber membranes is based on simplified assumptions concerning their behavior during shear. Their actual behavior is complex and there is not a consensus on more exact corrections.

8.6 Calculate the major and minor principal total stresses at failure as follows:

- σ_2 = minor principal total stress = chamber pressure, and
- σ_1 = major principal total stress = deviator stress at failure plus chamber pressure.

8.7 Calculate the initial degree of saturation of the test specimen using the initial mass and dimensions.

NOTE 17—The specific gravity determined in accordance with Test Method D 854 is required for calculation of the saturation. An assumed specific gravity may be used provided it is noted in the test report that an assumed value was used.

9. Report

9.1 Report the following information:

- 9.1.1 Identification data and visual description of specimen including soil classification and whether the specimen is undisturbed, compacted, or otherwise prepared,

- 9.1.2 Values of plastic limit and liquid limit, if determined, in accordance with Test Method D 4318,

- 9.1.3 Value of specific gravity of solids and notation if the value was determined in accordance with Test Method D 854 or assumed,

- 9.1.4 Particle-size analysis, if determined, in accordance with Test Method D 422,

- 9.1.5 Initial height and diameter of the specimen.

- 9.1.6 Initial specimen dry unit weight, void ratio, water content, and saturation. (Specify if the water content was obtained from cuttings, excess material, or the entire specimen.)

- 9.1.7 Rate of axial strain, percent per minute,

- 9.1.8 Axial strain at failure, percent,

- 9.1.9 The value of the compressive strength and the values of the minor and major principal stresses at failure. (Indicate when values have been corrected for membrane effects),

- 9.1.10 Stress-strain curve as described in 8.4,

- 9.1.11 Failure sketch or photograph of the specimen, and

- 9.1.12 Remarks and notations regarding any unusual conditions such as slickensides, stratification, shells, pebbles, roots, etc., or other information necessary to properly interpret the results obtained including any departures from the procedure outlined.

10. Precision and Bias

10.1 **Precision**—Data are being evaluated to determine the precision of this test method. In addition, Subcommittee D18.05 is seeking pertinent data from users of this test method.

10.2 **Bias**—There is no accepted reference value for this test method; therefore, bias cannot be determined.

11. Keywords

11.1 cohesive soil; lateral confinement; strain-controlled loading; stress-strain relationships; total stresses; unconsolidated undrained strength

SUMMARY OF CHANGES

This section identifies location of changes to this test method since the last edition.

- (1) Many parts of this test method have been changed so that this standard contains wording similar to Test Method D 4767 and Test Method D 2166.
- (2) Some parts of this test method have been modified to further clarify this test method. Other general improvements have been made.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19380.



Designation: D 4318 - 00

Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils¹

This standard is issued under the fixed designation D 4318; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last approval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope *

1.1 These test methods cover the determination of the liquid limit, plastic limit, and the plasticity index of soils as defined in Section 3 on Terminology.

1.2 Two methods for preparing test specimens are provided as follows: *Wet preparation method*, as described in 10.1. *Dry preparation method*, as described in 10.2. The method to be used shall be specified by the requesting authority. If no method is specified, use the wet preparation method.

1.2.1 The liquid and plastic limits of many soils that have been allowed to dry before testing may be considerably different from values obtained on non-dried samples. If the liquid and plastic limits of soils are used to correlate or estimate the engineering behavior of soils in their natural moist state, samples should not be permitted to dry before testing unless data on dried samples are specifically desired.

1.3 Two methods for determining the liquid limit are provided as follows: *Method A*, Multipoint test as described in Sections 11 and 12. *Method B*, One-point test as described in Sections 13 and 14. The method to be used shall be specified by the requesting authority. If no method is specified, use Method A.

1.3.1 The multipoint liquid limit method is generally more precise than the one-point method. It is recommended that the multipoint method be used in cases where test results may be subject to dispute, or where greater precision is required.

1.3.2 Because the one-point method requires the operator to judge when the test specimen is approximately at its liquid limit, it is particularly not recommended for use by inexperienced operators.

1.3.3 The correlation on which the calculations of the one-point method are based may not be valid for certain soils, such as organic soils or soils from a marine environment. It is strongly recommended that the liquid limit of these soils be determined by the multipoint method.

1.4 The plastic limit test is performed on material prepared for the liquid limit test.

1.5 The liquid limit and plastic limit of soils (along with the shrinkage limit) are often collectively referred to as the Atterberg limits. These limits distinguished the boundaries of

the several consistency states of plastic soils.

1.6 The composition and concentration of soluble salts in a soil affect the values of the liquid and plastic limits as well as the water content values of soils (see Method D 2216). Special consideration should therefore be given to soils from a marine environment or other sources where high soluble salt concentrations may be present. The degree to which the salts present in these soils are diluted or concentrated must be given careful consideration.

1.7 The methods described herein are performed only on that portion of a soil that passes the 425- μ m (No. 40) sieve. Therefore, the relative contribution of this portion of the soil to the properties of the sample as a whole must be considered when using these tests to evaluate properties of a soil.

1.8 The values stated in acceptable metric units are to be regarded as the standard, except as noted below. The values given in parentheses are for information only.

1.8.1 The standard units for the resilience tester covered in Annex A1 are inch-pound, not metric. The metric values given are for information only.

1.9 This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.

2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:

- C 702 Practice for Reducing Field Samples of Aggregate to Testing Size²
- D 75 Practice for Sampling Aggregates³
- D 420 Guide to Site Characterization for Engineering, Design, and Construction Purposes⁴
- D 653 Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids⁴
- D 1241 Specification for Materials for Soil-Aggregate Sub-base, Base, and Surface Courses⁴
- D 2216 Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass⁴
- D 2487 Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)⁴

¹ This standard is under the jurisdiction of ASTM Committee D18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.03 on Texture, Plasticity and Density Characteristics of Soils.

Current edition approved June 10, 2000. Published September 2000. Originally published as D 4318 - 83. Last previous edition D 4318 - 98.

² Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.02.

³ Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.03.

⁴ Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08.

*A Summary of Changes section appears at the end of this standard.

 D 4318

- D 3282 Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes⁴
- D 3740 Practice for Minimum Requirements for Agencies Engaged in the Testing and/or Inspection of Soil and Rock as Used in Engineering Design and Construction⁴
- D 4753 Specification for Evaluating, Selecting, and Specifying Balances and Scales for Use in Soil, Rock, and Related Construction Materials Testing⁴
- D 6026 Practice for Using Significant Digits in Geotechnical Data⁵
- E 11 Specification for Wire-Cloth Sieves for Testing Purposes⁶
- E 177 Practice for Use of the Terms Precision and Bias in ASTM Test Methods⁶
- E 691 Practice for Conducting an Interlaboratory Study to Determine the Precision of a Test Method⁶

3. Terminology

3.1 Definitions:

3.1.1 The definitions of terms in this standard are in accordance with Terminology D 653.

3.2 Description of Terms Specific to This Standard:

3.2.1 *Atterberg Limits*—Originally, six "limits of consistency" of fine-grained soils were defined by Albert Atterberg: the upper limit of viscous flow, the liquid limit, the sticky limit, the cohesion limit, the plastic limit, and the shrinkage limit. In current engineering usage, the term usually refers only to the liquid limit, plastic limit, and in some references, the shrinkage limit.

3.2.2 *consistency*—the relative ease with which a soil can be deformed.

3.2.3 *liquid limit (LL, w_L)*—the water content, in percent, of a soil at the arbitrarily defined boundary between the semi-liquid and plastic states.

3.2.3.1 *Discussion*—The undrained shear strength of soil at the liquid limit is considered to be approximately 2 kPa (0.28 psi).

3.2.4 *plastic limit (PL, w_p)*—the water content, in percent, of a soil at the boundary between the plastic and semi-solid states.

3.2.5 *plastic soil*—a soil which has a range of water content over which it exhibits plasticity and which will retain its shape on drying.

3.2.6 *plasticity index (PI)*—the range of water content over which a soil behaves plastically. Numerically, it is the difference between the liquid limit and the plastic limit.

3.2.7 *liquidity index*—the ratio, expressed as a percentage of (1) the water content of a soil minus its plastic limit, to (2) its plasticity index.

3.2.8 *activity number (A)*—the ratio of (1) the plasticity index of a soil to (2) the percent by mass of particles having an equivalent diameter smaller than 2 μm .

4. Summary of Test Method

4.1 The specimen is processed to remove any material retained on a 425- μm (No. 40) sieve. The liquid limit is

determined by performing trials in which a portion of the specimen is spread in a brass cup, divided in two by a grooving tool, and then allowed to flow together from the shocks caused by repeatedly dropping the cup in a standard mechanical device. The multipoint liquid limit, Method A, requires three or more trials over a range of water contents to be performed and the data from the trials plotted or calculated to make a relationship from which the liquid limit is determined. The one-point liquid limit, Method B, uses the data from two trials at one water content multiplied by a correction factor to determine the liquid limit.

4.2 The plastic limit is determined by alternately pressing together and rolling into a 3.2-mm (1/8-in.) diameter thread a small portion of plastic soil until its water content is reduced to a point at which the thread crumbles and can no longer be pressed together and re-rolled. The water content of the soil at this point is reported as the plastic limit.

4.3 The plasticity index is calculated as the difference between the liquid limit and the plastic limit.

5. Significance and Use

5.1 These test methods are used as an integral part of several engineering classification systems to characterize the fine-grained fractions of soils (see Practices D 2487 and D 3282) and to specify the fine-grained fraction of construction materials (see Specification D 1241). The liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils are also used extensively, either individually or together, with other soil properties to correlate with engineering behavior such as compressibility, hydraulic conductivity (permeability), compactibility, shrink-swell, and shear strength.

5.2 The liquid and plastic limits of a soil and its water content can be used to express its relative consistency or liquidity index. In addition, the plasticity index and the percentage finer than 2- μm particle size can be used to determine its activity number.

5.3 These methods are sometimes used to evaluate the weathering characteristics of clay-shale materials. When subjected to repeated wetting and drying cycles, the liquid limits of these materials tend to increase. The amount of increase is considered to be a measure of a shale's susceptibility to weathering.

5.4 The liquid limit of a soil containing substantial amounts of organic matter decreases dramatically when the soil is oven-dried before testing. Comparison of the liquid limit of a sample before and after oven-drying can therefore be used as a qualitative measure of organic matter content of a soil (see Practice D 2487).

Note 1—The quality of the result produced by this standard is dependent on the competence of the personnel performing it and the suitability of the equipment and facilities used. Agencies that meet the criteria of Practice D 3740, generally, are considered capable of competent and objective testing/sampling/inspection/etc. Users of this standard are cautioned that compliance with Practice D 3740 does not in itself assure reliable results. Reliable results depend on many factors; Practice D 3740 provides a means of evaluating some of those factors.

6. Apparatus

6.1 *Liquid Limit Device*—A mechanical device consisting of a brass cup suspended from a carriage designed to control its

D 4318

drop onto a hard rubber base. Fig. 1 shows the essential features and critical dimensions of the device. The device may be operated by either a hand crank or electric motor.

6.1.1 *Base*—A hard rubber base having a Type D Durometer hardness of 80 to 90, and resilience rebound of at least 77 % but no more than 90 %. Conduct resilience tests on the finished base with the feet attached. Details for measuring the resilience of the base are given in Annex A1.

6.1.2 *Rubber Feet*, supporting the base, designed to provide isolation of the base from the work surface, and having a Type A Durometer hardness no greater than 60 as measured on the finished feet attached to the base.

6.1.3 *Cup*, brass, with a mass, including cup hanger, of 15 to 215 g.

6.1.4 *Cam*—Designed to raise the cup smoothly and continuously to its maximum height, over a distance of at least 180° of cam rotation, without developing an upward or downward velocity of the cup when the cam follower leaves the cam. (The preferred cam motion is a uniformly accelerated lift curve.)

Note 2—The cam and follower design in Fig. 1 is for uniformly accelerated (parabolic) motion after contact and assures that the cup has no velocity at drop off. Other cam designs also provide this feature and may be used. However, if the cam-follower lift pattern is not known, zero velocity at drop off can be assured by carefully filing or machining the cam and follower so that the cup height remains constant over the last 20 to 45° of cam rotation.

6.1.5 *Carriage*, constructed in a way that allows convenient but secure adjustment of the height-of-drop of the cup to 10

mm (0.394 in.), and designed such that the cup and cup hanger assembly is only attached to the carriage by means of a removable pin. See Fig. 2 for definition and determination of the height-of-drop of the cup.

6.1.6 *Motor Drive (Optional)*—As an alternative to the hand crank shown in Fig. 1, the device may be equipped with a motor to turn the cam. Such a motor must turn the cam at 2 ± 0.1 revolutions per second and must be isolated from the rest of the device by rubber mounts or in some other way that prevents vibration from the motor being transmitted to the rest of the apparatus. It must be equipped with an ON-OFF switch and a means of conveniently positioning the cam for height-of-drop adjustments. The results obtained using a motor-driven device must not differ from those obtained using a manually operated device.

6.2 *Flat Grooving Tool*—A tool made of plastic or noncorroding metal having the dimensions shown in Fig. 3. The design of the tool may vary as long as the essential dimensions are maintained. The tool may, but need not, incorporate the gage for adjusting the height-of-drop of the liquid limit device.

Note 3—Prior to the adoption of this test method, a curved grooving tool was specified as part of the apparatus for performing the liquid limit test. The curved tool is not considered to be as accurate as the flat tool described in 6.2 since it does not control the depth of the soil in the liquid limit cup. However, there are some data which indicate that typically the liquid limit is slightly increased when the flat tool is used instead of the curved tool.

DIMENSIONS

LETTER	A*	B*	C*	E*	F	G	H	J*	K*	L*	M*
MM	84 ± 0.5	2 ± 0.1	27 ± 0.5	56 ± 2.0	32	10	16	60 ± 1.0	50 ± 2.0	150 ± 2.0	125 ± 2.0
LETTER	N	P	R	T	U*	V	W	Z			
MM	24	28	24	45	47 ± 1.0	3.8	13	6.5			

* ESSENTIAL DIMENSIONS

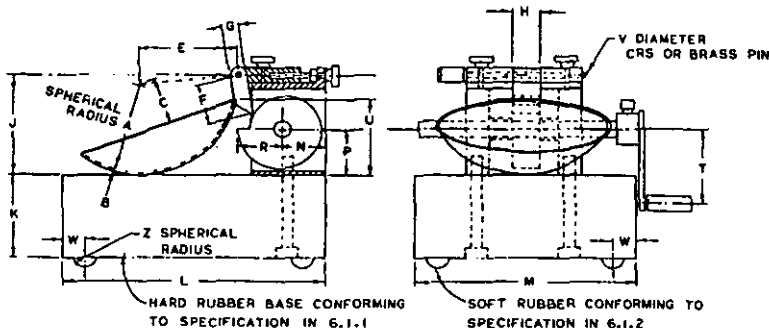


FIG. 1 Hand-Operated Liquid Limit Device

CAM ANGLE DEGREES	CAM RADIUS
0	0.742 R
30	0.753 R
60	0.764 R
90	0.773 R
120	0.784 R
150	0.796 R
180	0.818 R
210	0.854 R
240	0.901 R
270	0.949 R
300	0.974 R
330	0.995 R
360	1.000 R

D 4318

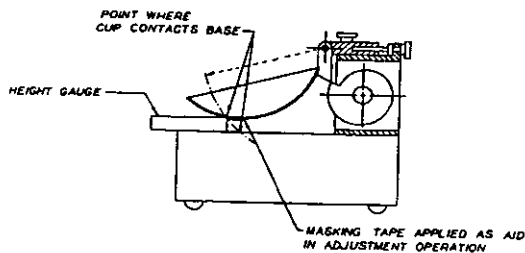


FIG. 2 Calibration for Height-of-Drop

DIMENSIONS

LETTER	A ^a	B ^a	C ^a	D ^a	E ^a	F ^a
MM	2 ± 0.1	11 ± 0.2	40 ± 0.5	8 ± 0.1	50 ± 0.5	2 ± 0.1
LETTER	G	H	J	K ^b	L ^a	N
MM	10 MINIMUM	13	60	10 ± 0.05	60 DEG ± 1 DEG	20

^a ESSENTIAL DIMENSIONS

^b BACK AT LEAST 13 MM FROM TIP

NOTE: DIMENSION A SHOULD BE 1.9-2.0 AND DIMENSION D SHOULD BE 8.0-8.1 WHEN NEW TO ALLOW FOR ADEQUATE SERVICE LIFE

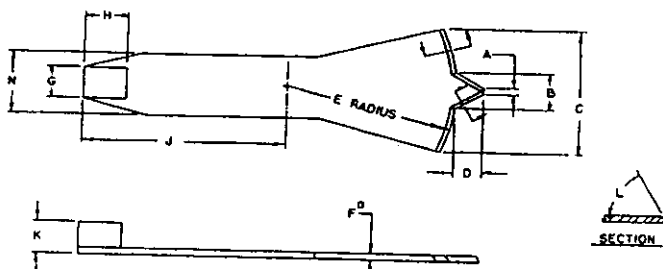


FIG. 3 Grooving Tool (Optional Height-of-Drop Gage Attached)

6.3 *Gage*—A metal gage block for adjusting the height-of-drop of the cup, having the dimensions shown in Fig. 4. The design of the tool may vary provided the gage will rest securely on the base without being susceptible to rocking, and the edge which contacts the cup during adjustment is straight, at least 10 mm (3/4 in.) wide, and without bevel or radius.

6.4 *Water Content Containers*—Small corrosion-resistant containers with snug-fitting lids for water content specimens. Aluminum or stainless steel cans 2.5 cm (1 in.) high by 5 cm (2 in.) in diameter are appropriate.

6.5 *Balance*, conforming to Specification D 4753, Class

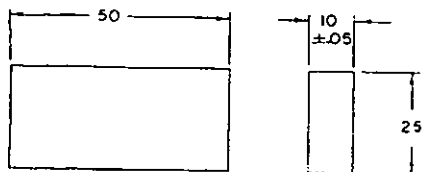
GPI (readability of 0.01 g).

6.6 *Mixing and Storage Container*—A container to mix the soil specimen (material) and store the prepared material. During mixing and storage, the container shall not contaminate the material in any way, and prevent moisture loss during storage. A porcelain, glass, or plastic dish about 11.4 cm (4 1/2 in.) in diameter and a plastic bag large enough to enclose the dish and be folded over is adequate.

6.7 *Plastic Limit*:

6.7.1 *Ground Glass Plate*—A ground glass plate at least 30

D 4318



DIMENSIONS IN MILLIMETRES
FIG. 4 Height-of-Drop Gage

cm (12 in.) square by 1 cm (3/8 in.) thick for rolling plastic limit threads.

6.7.2 *Plastic Limit-Rolling Device (optional)*—A device made of acrylic conforming to the dimensions shown in Fig. 5.7.8 The type of unglazed paper attached to the top and bottom plate (see 16.2.2) shall be such that it does not add foreign matter (fibers, paper fragments, etc.) to the soil during the rolling process.

6.8 *Spatula*—A spatula or pill knife having a blade about 2 cm (3/4 in.) wide, and about 10 to 13 cm (3 to 4 in.) long.

6.9 *Sieve(s)*—A 200-mm (8-in.) diameter, 425- μ m (No. 40) sieve conforming to the requirements of Specification E 11 and

having a rim at least 5 cm (2 in.) above the mesh. A 2.00-mm (No. 10) sieve meeting the same requirements may also be needed.

6.10 *Wash Bottle*, or similar container for adding controlled amounts of water to soil and washing fines from coarse particles.

6.11 *Drying Oven*, thermostatically controlled, preferably of the forced-draft type, capable of continuously maintaining a temperature of $110 \pm 5^\circ\text{C}$ ($230 \pm 9^\circ\text{F}$) throughout the drying chamber.

6.12 *Washing Pan*, round, flat-bottomed, at least 7.6 cm (3 in.) deep, and slightly larger at the bottom than a 20.3-cm (8-in.) diameter sieve.

7. Reagents and Materials

7.1 *Purity of Water*—Where distilled water is referred to in this test method, either distilled or demineralized water may be used. See Note 7 covering the use of tap water.

8. Sampling and Specimen

8.1 Samples may be taken from any location that satisfies testing needs. However, Practices C 702, D 75, and D 420 should be used as guides for selecting and preserving samples from various types of sampling operations. Samples in which specimens will be prepared using the wet-preparation method (10.1) must be kept at their as-sampled water content prior to preparation.

8.1.1 Where sampling operations have preserved the natural stratification of a sample, the various strata must be kept separated and tests performed on the particular stratum of interest with as little contamination as possible from other strata. Where a mixture of materials will be used in construction, combine the various components in such proportions that the resultant sample represents the actual construction case.

⁷ The plastic limit-rolling device is covered by a patent (U.S. Patent No. 5,027,600).⁸ Interested parties are invited to submit information regarding the identification of an alternative(s) to this patented item to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible subcommittee, which you may attend.

⁸ Sobrowski, L. J., Jr. and Grzeskowiak, D. M., "Determination of the Plastic Limit of a Soil by Means of a Rolling Device," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 15, No. 3, September 1992, pp. 284-287.

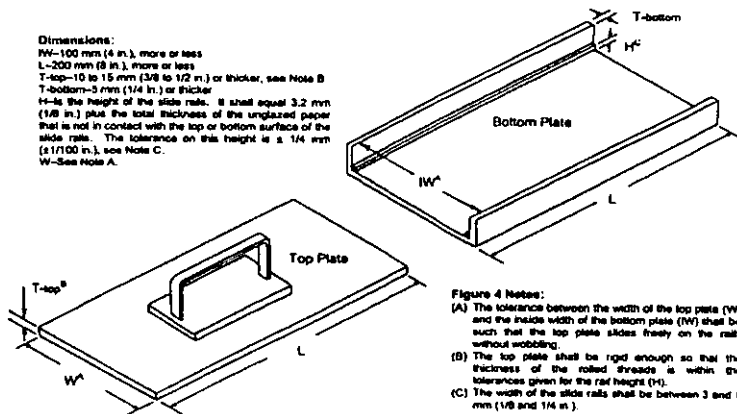


FIG. 5 Plastic Limit-Rolling Device

Figure 4 Notes:
 (A) The tolerance between the width of the top plate (W) and the inside width of the bottom plate (W') shall be such that the top plate slides freely on the rails without wobbling.
 (B) The top plate shall be rigid enough so that the thickness of the rolled threads is within the tolerances given for the rail height (H).
 (C) The width of the slide rails shall be between 3 and 6 mm (1/8 and 1/4 in.).

BIBLIOGRAFÍA

- CHELLIS, Robert
Pile Foundations
Mc Graw Hill, London 1961

- JUAREZ B, Eulalio
Mecánica de Suelos, Tomo I
Limusa México 1992

- JUAREZ B, Eulalio
Mecánica de Suelos, Tomo II
Limusa México 1992

- TERZAGHI, Karl
Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica
Atenco, México 1955

- ZEEVAERT, Leonard
Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions
Van Nostrand Reinhold Company, New York 1983

- PRIMER CONGRESO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS
Reduction of Point Bearing Capacity of Piles because of Negative Friction
México 1959