

01149



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

MEJORAMIENTO DE SUELOS EN LA REFINERÍA GRAL. LÁZARO CÁRDENAS

TESIS

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA
(GEOTÉCNIA)

PRESENTA

DIANA EDITH MONDRAGÓN YAÑEZ

DIRECTOR: DR. VÍCTOR TABOADA URTUZÚASTEGUI

MÉXICO D.F.

NOVIEMBRE DEL 2004



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.

Agradecimientos

● *A Dios por darme la oportunidad de concluir una etapa mas en mi vida*

● *A mis padres por inculcarme el sentido de la responsabilidad y de perseverancia, así como también por su apoyo que me han brindado y la confianza que me han ofrecido a cada momento.*

Gracias por haberme concedido el decidir mi propio destino.

● *A mis hermanos por su comprensión, y su apoyo para poder lograr mi meta*

● *A la familia Orozco Yáñez, por recibirme con los brazos abiertos y hacerme sentir parte de su familia*

● *A Diana, simplemente por estar conmigo en las buenas y en las malas.*

● *A mi abuelita, a mis tíos, y primos, por su apoyo incondicional, y por los buenos ratos que hemos pasado.*

● *A mis amigos, por su apoyo por su agradable compañía y sobre todo por los buenos momentos que hemos compartido.*

● *A los Ingenieros:*

Edmundo Franco Lara y Juan Manuel Hernández de PEMEX.

Juan Paulín de CIMESA

Héctor Valverde de IEC S.A..

Aarón Sámano de ICA Fluor

Por contribuir con parte de su conocimiento y experiencia para complementar esta tesis.

● *Al Dr. Taboada por a haberme apoyado en el desarrollo de este trabajo.*

● *A los Doctores Efraín Ovando, Raúl Flores Berrones, Rigoberto Rivera y al Maestro Roberto Magaña, por su valiosa asesoría en este proyecto, y por sus excelentes comentarios y sugerencias.*

● *A Oswaldo, Sergio, Mario y Luis por haberme apoyado en la revisión y sus comentarios para mi tesis.*

● *A CONACYT, por
concederme la beca de apoyo.*

● *A la UNAM y al IINGEN por
haberme dejado ser parte de
ellas y por las herramientas
que me brindo durante mi
desarrollo.*

*.....y a todos los que de alguna
forma han estado a mi lado.*

GRACIAS.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

MEJORAMIENTO DE
SUELOS EN LA REFINERÍA
GRAL. LÁZARO CÁRDENAS



ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN

2 OBJETIVOS Y ALCANCES

3 ANTECEDENTES GENERALES

- 3.1 Generalidades
- 3.2 Geología general del sitio
- 3.3 Zonificación geotécnica
- 3.4 Información sísmológica
- 3.5 Clasificación del terreno en cuanto a sismo
- 3.6 Clasificación del terreno en cuanto a viento

4 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO

- 4.1 Trabajos de campo
- 4.2 Trabajos de laboratorio
- 4.3 Estratigrafía y propiedades de los suelos
- 4.4 Cortes estratigráficos
- 4.5 Análisis estratigráfico

5 ANÁLISIS SÍSMICO

- 5.1 Generalidades
- 5.2 Sismicidad local
- 5.3 Estado de esfuerzos de la región de Coatzacoalcos y Minatitlán
- 5.4 Estructura cortical de la región
- 5.5 Amplificación de las ondas sísmicas en el sitio
- 5.6 Peligro sísmico y espectros de diseño
- 5.7 Conclusiones

6 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

- 6.1 Licuación de arenas
- 6.2 Criterios para determinar la susceptibilidad a la licuación
- 6.3 Evaluación del potencial de licuación
- 6.4 Zonas susceptibles de licuación
- 6.5 Conclusiones

7 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

- 7.1 Generalidades
- 7.2 Asentamientos elásticos
- 7.3 Asentamientos por consolidación primaria
- 7.4 Asentamientos por consolidación secundaria
- 7.5 Influencia de la Precarga en los asentamientos
- 7.6 Conclusiones.

8 MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS

- 8.1 Licuación de arenas
- 8.2 Deformabilidad

9 ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS VIABLES

- 9.1 Análisis geotécnico del método para disminuir la magnitud de los asentamientos
- 9.2 Análisis geotécnico de los métodos para disminuir el potencial de Licuación
- 9.3 Evaluación de aspectos técnicos
- 9.4 Evaluación de aspectos económicos

10 CONCLUSIONES

11 BIBLIOGRAFÍA

APÉNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

Una de las mayores derramas económicas de la zona Sur del Estado de Veracruz es la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas del Río, donde diariamente se procesa y se transforma petróleo crudo para su venta. Esta planta, propiedad de Petróleos Mexicanos (PEMEX), se ubica en la periferia de la ciudad de Minatitlán, adyacente al Río Coatzacoalcos. Actualmente PEMEX desea ampliarla y modernizarla lo que ha derivado en el "Proyecto de Reconfiguración y Modernización de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas del Río".

Los trabajos consistirán en la construcción de 10 plantas de proceso, adicionales a las 11 que ya posee. La inversión es del orden de los 17 mil millones de pesos y su construcción durará de 3 a 4 años. Debido a la magnitud del proyecto, en lugar de asignar todas las obras a una sola empresa el contrato se dividirá en seis paquetes para facilitar la entrada de mexicanos. El primer paquete, el más importante desde el punto de vista geotécnico, consistirá en el acondicionamiento del sitio y camino de acceso.



Figura 01.
Municipio de Minatitlán

La construcción de las plantas industriales constará de estructuras de concreto y de acero, siendo más numerosas estas últimas. En orden de importancia, (de las estructuras más pesadas y más sensibles a asentamientos diferenciales, a las más simples y ligeras) se tiene, en general:

- a) Torres elevadas de proceso, o mismo que estructuras esbeltas y muy pesadas, como silos, hornos y chimeneas;
- b) Recipientes poco flexibles y relativamente pesados, edificios de oficinas, tanques horizontales de almacenamiento, calderas, compresoras y la mayor parte de las unidades de proceso;
- c) Tanques de almacenamiento verticales, flexibles, de fondo plano;
- d) Transformadores, bombas, soportes de tubería y equipo poco sensible a asentamientos;
- e) Torres de enfriamiento, cisternas y otras estructuras menores.



Figura 02.

Vista aérea de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas (Cortesía Grupo de Reconfiguración de la R.G.L.C.).

El sitio contemplado para la ampliación se ubica en una zona típica de laguna marginal, lo que implica la presencia de condiciones de subsuelo difíciles, motivo por el cual los estudios geotécnicos para el proyecto se han realizado en varias etapas donde han intervenido en su realización los siguientes organismos y empresas.

- ❑ El Instituto de Ingeniería de la UNAM
- ❑ La empresa Ingenieros Especialistas en Cimentaciones S. C.
- ❑ La Subgerencia de Geotécnica y Materiales (SGM), de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.)
- ❑ El Instituto Mexicano del Petróleo, organismo encargado del desarrollo de este proyecto.

Para la realización de este trabajo se contó con los estudios de mecánica de suelos realizados por la empresa Ingenieros Especialistas en Cimentaciones S. C., los que comprende información de 50 sondeos de tipo mixto, ejecutados a profundidades variables, entre 35 y 60 m, los cuales se encuentran dispersos tanto en el área de plataformas como en el camino de acceso. Otra acotación a este trabajo es que se enfocará principalmente al análisis de la plataforma donde se construirán las distintas plantas de proceso.

Entre las conclusiones obtenidas de las etapas de exploración, cabe destacar la marcada heterogeneidad de los materiales del subsuelo, en donde se encuentran arcillas muy compresibles, en ocasiones con materia orgánica, intercaladas con arenas finas de compacidad variable y en algunos zonas susceptibles de licuación.

Dadas estas características, es importante realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación primaria y secundaria, además delimitar las zonas donde se presentará la licuación de arenas, y así definir el método de mejoramiento de suelos más adecuado para este sitio.



Figura 03.
Refinería Gral. Lázaro Cárdenas.

2. OBJETIVO Y ALCANCES

2. OBJETIVO Y ALCANCES

□ OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es determinar las alternativas viables para el mejoramiento del suelo en el área destinada a la Reconfiguración de la Refinería "Gral. Lázaro Cárdenas". De acuerdo con los estudios de mecánica de suelos realizados, en esta zona se presentan estratos de arcilla compresibles y arenas susceptibles a licuación, lo que da mayor complejidad al desarrollo de este proyecto de gran magnitud.

□ ALCANCES

1. Analizar las características estratigráficas del sitio
2. Evaluar el potencial de licuación con los métodos más actuales
3. Evaluar la magnitud de los asentamientos
4. Analizar los métodos de mejoramiento de suelos existentes y hacer el análisis geotécnico
5. Evaluar las alternativas posibles de mejoramiento de suelos

3.
ANTECEDENTES

3. ANTECEDENTES

3.1 GENERALIDADES

Este capítulo se desarrolla con base en la información publicada en la V y VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, al libro "El cono en la exploración geotécnica" (Santoyo, et al. 1989) y en los estudios de Mecánica de Suelos realizados en el sitio proporcionados por el Grupo de Reconfiguración de la R.G.L.C.

La ciudad de Minatitlán, Veracruz, está situada en la margen izquierda del Río Coatzacoalcos (Figura 4) a 32 Km de su desembocadura en el Golfo de México. Se ubica a los $94^{\circ} 32' 37''$ de longitud Oeste del meridiano de Greenwich y a los $17^{\circ} 57' 47''$ de latitud Norte, con una altura media de 31 metros sobre el nivel medio del mar.

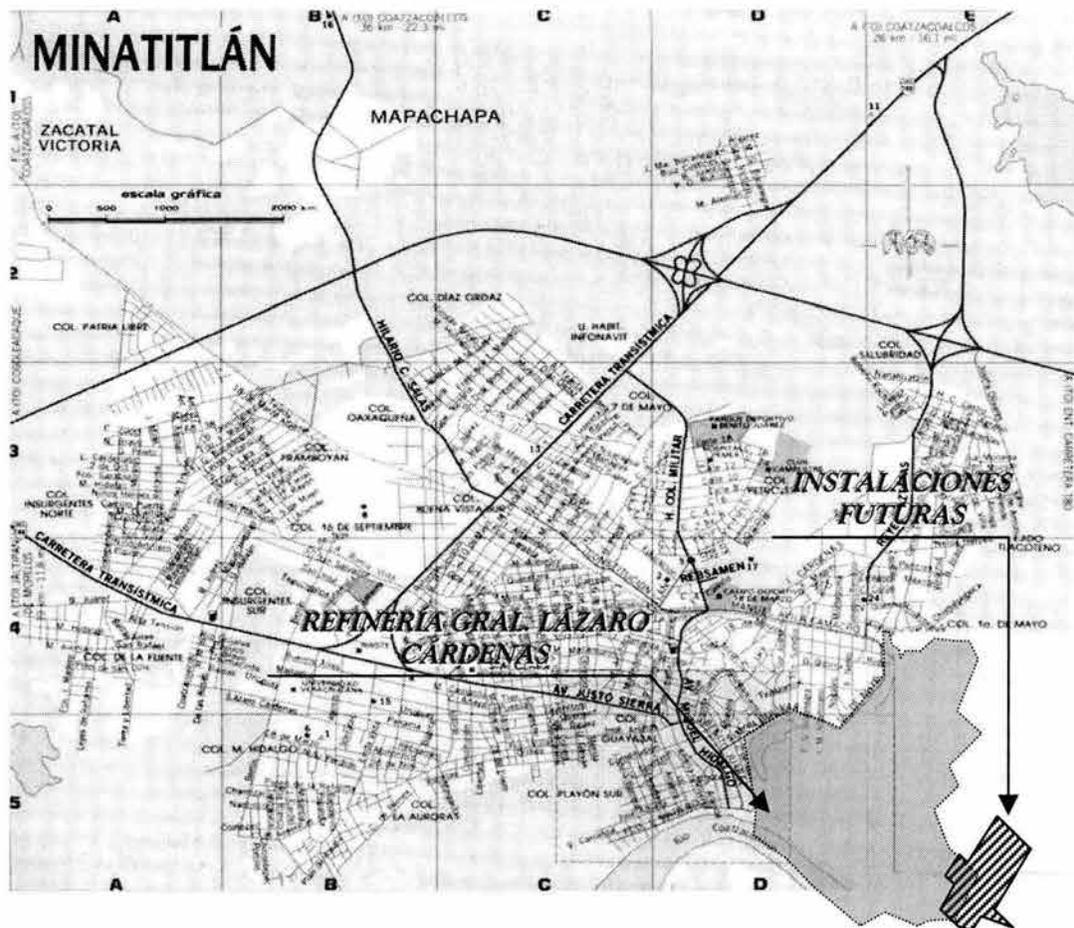


Figura 04.
Mapa de la ciudad de Minatitlán, Veracruz, indicando ubicación de la R. G. L. C.

Minatitlán se encuentra entre numerosos ríos, el Coatzacoalcos y sus afluentes, que cruzan el Municipio de Poniente a Oriente y cuantiosos esteros, arroyos, pantanos y

lagunas. El terreno en general es plano y solamente en la parte Sur se levantan pequeñas colinas, estribaciones de la Sierra Madre a través del Istmo de Tehuantepec, donde recibe el nombre de Sierra Atravesada.

3.2 GEOLOGÍA GENERAL DEL SITIO

La Refinería se localiza dentro de la planicie costera del Golfo de México, en donde predominan terrenos bajos y pantanosos con algunos lomeríos. La región es una penillanura donde el Río Coatzacoalcos no erosiona más en sentido vertical, sino que lo hace lateralmente, divagando por la extensa llanura de inundación formando cauces y meandros temporales, además de grandes extensiones de aguas someras y de pantanos.

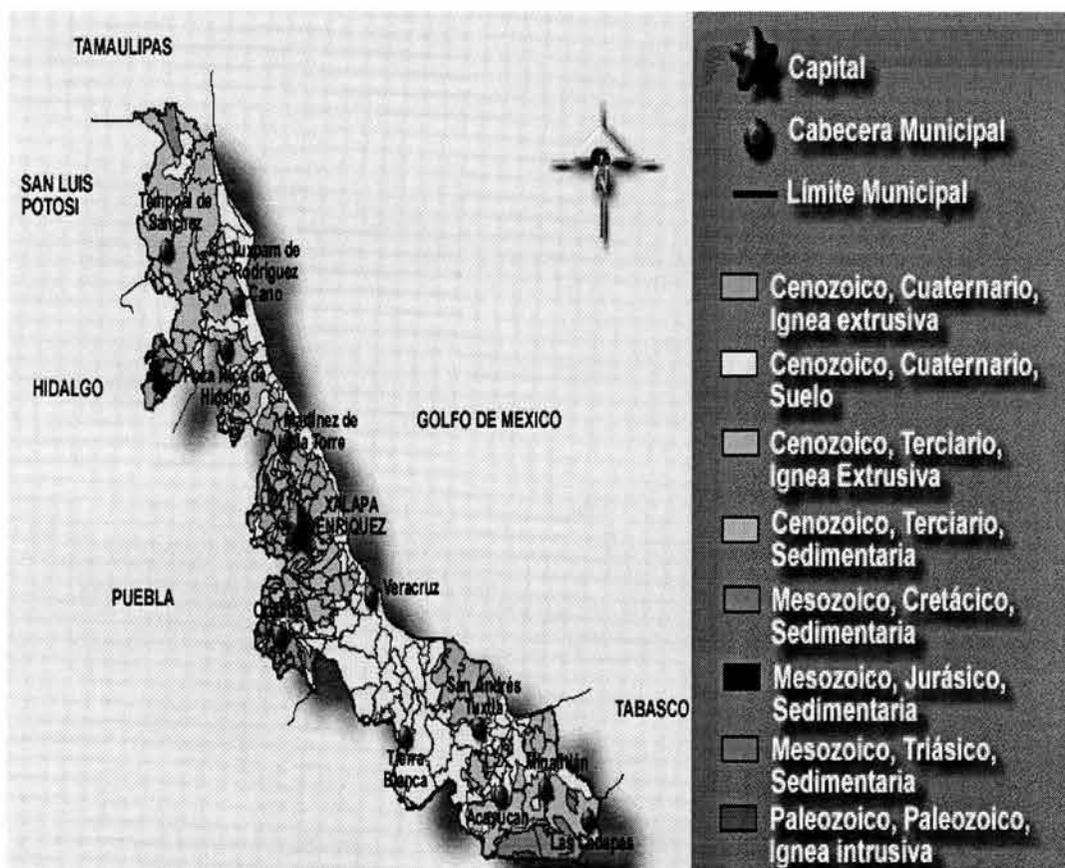


Figura 05.
Geología del estado de Veracruz (INEGI).

En distintos lugares bordeando el litoral aparecen los siguientes materiales, todos ellos de edades cuaternarias: dunas (arenas y arenas limosas); depósitos de playa y de barra (arenas y arenas limosas); y depósitos aluviales (arenas y arcillas en alternancia). Tierra adentro alejándose de la costa, se observan afloramientos del terciario que forman lomeríos y ocasionalmente se encuentran formaciones del Cretácico cerca de los límites de esta provincia con la correspondiente a la Sierra Madre Oriental (Figura 5). Al Norte

de la Provincia se observa una topografía plana con pendiente muy suave hacia el Golfo de México; con pequeñas ondulaciones que definen áreas bajas de drenaje deficiente que permanecen inundadas buena parte del año. En las cercanías de la costa existen también gran número de marismas y esteros sujetos a la variación de las mareas.

En el área Sur y Sureste de esta Provincia, predominan las tierras bajas y pantanosas con algunos lomeríos. Se presentan también cauces temporales, albordones naturales y semilunares, meandros abandonados y lagunas de poca profundidad, todos rasgos característicos de una llanura de inundación, en su etapa senil dentro del ciclo Geomorfológico de erosión.

Las rocas que afloran en esta parte de la provincia son principalmente de edad Terciario a Reciente, constituidas por arenas de grano grueso y fino interstratificadas con arcillas, lechos fosilíferos, areniscas, conglomerados y depósitos clásticos de grano fino y gravas (Formaciones Filisola, Paraje Solo, Agueguexquite, Cedral, Encarnación, Encajonado, Amate, Zargazal, etc.) de orígenes tanto marino como aluvial, lacustre, palustre y continental (Figura 6).

Tres grandes fallas de la corteza terrestre que cruzan el territorio del estado de Veracruz y se internan en el Golfo de México precisamente al norte de Coatzacoalcos, se consideran como estructuras de importancia en la región conocida como las fallas de Zacamboxo y Clarión (Figura 11), que corren aproximadamente paralelas en el sentido W-E, y la probable falla del Istmo de Tehuantepec que cruza a éste en el sentido S-N. A ella se han asociado los epicentros que han generado los sismos de mayores consecuencias en la Región (SMMS, 1970).

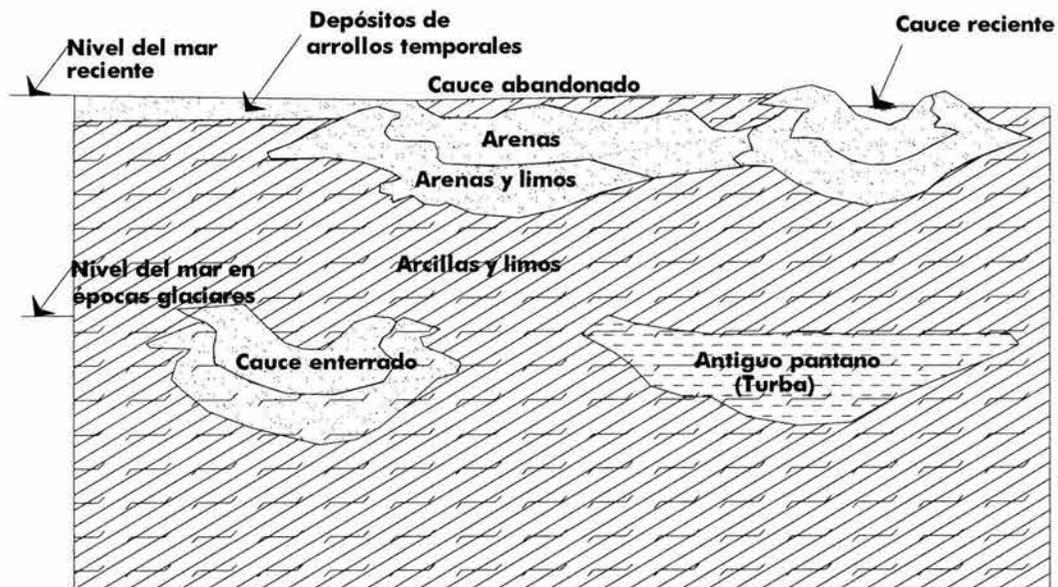


Figura 06.
Variación horizontal y vertical de la posición del cauce en una llanura de inundación (Santayo et. al, 1989).

3.2.1 Rasgos típicos del subsuelo en llanuras de inundación

Este tipo de llanura se producen fundamentalmente por el depósito o sedimentación de una corriente, generándose condiciones estratigráficas heterogéneas, provocadas por los cambios en el curso del río y en los arroyos temporales.

La variabilidad del cauce de un río es característica de las llanuras de inundación y en parte es originada por los ambientes geológicos, principalmente las glaciaciones que ocasionaron importantes variaciones en el nivel del mar, con los consecuentes cambios en el régimen de los ríos, en cuanto a su nivel de erosión y su pendiente (figura 06).

A continuación se describen brevemente algunos de los rasgos fisiográficos típicos de las llanuras de inundación.

□ Bordos naturales

En las riveras de los cauces se desarrollan los bordos naturales o barrotes que constituyen la parte más elevada de las llanuras de inundación.

Estos depósitos se van formando durante las avenidas cuando el agua desborda las márgenes del cauce principal. La disminución repentina de velocidad al escurrir el agua en las llanuras laterales y la pérdida consecuente de fuerza de transporte, produce la sedimentación de arena y suelos limosos relativamente gruesos cerca del cauce; alejándose se encuentran sucesivamente partículas más finas y depósitos más delgados. Al desplazarse el cauce del río por erosión lateral, se forman nuevos bordos como se muestran en la figura 07 .

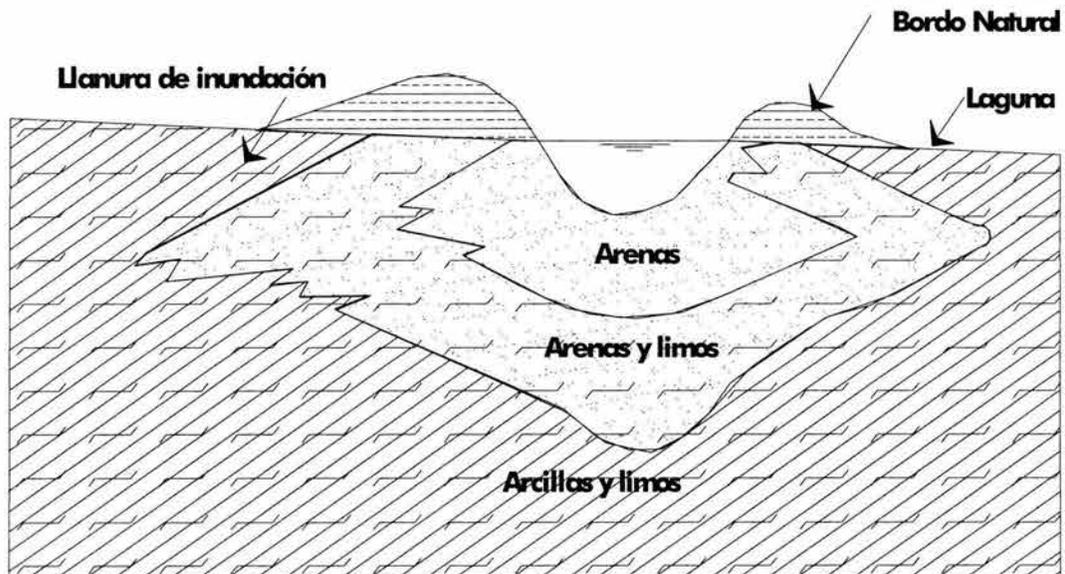


Figura 07.
Bordos naturales formados por sedimentación en cauces rectos (Santoyo, et al. 1989).

□ Meandros

Sinuosidades a lo largo de un río producidas conforme éste sufre migración lateral a lo ancho de una franja llamada cinturón meándrico; la orilla es excavada por el lado cóncavo mientras los depósitos se acumulan en la parte convexa (figura 08)

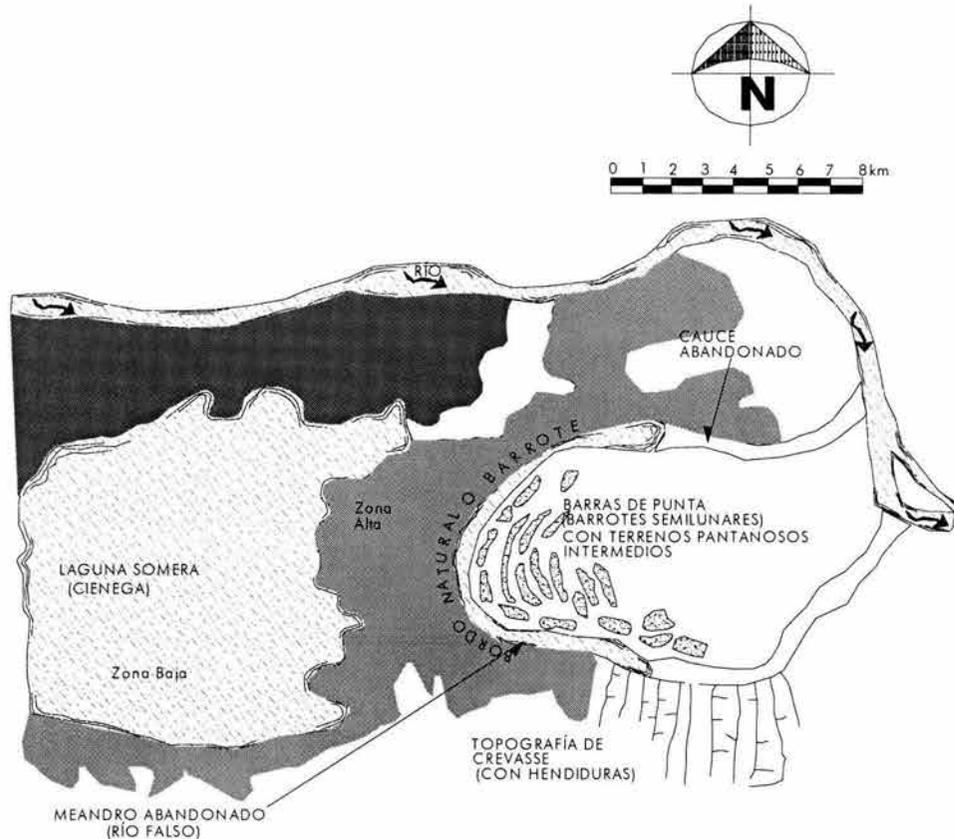


Figura 08.
Rasgos fisiográficos típicos de cinturones meándricos (Santoyo, et al. 1989).

□ Barras de punta

Conforme un meandro se incrementa en tamaño, creciendo y desplazándose la curva hacia el exterior por erosión, se van generando en el terreno interior a partir de los bordos naturales del cauce, una serie de barrotes de forma semilunar, denominados barras de punta. Estas corresponden a las partes internas de las curvas del cauce que se abandonan sucesivamente; en la parte intermedia de esas barras de punta se forma terrenos bajos pantanosos.

Los bordos naturales y las barras de punta de los cauces actuales o de los abandonados permanecen con el tiempo no sólo por su altura, sino también por su contenido de finos y su buen drenaje, que incluso favorece el crecimiento de vegetación.

En los taludes exteriores de los bordos de mayor curvatura se forman líneas de drenaje en dirección radial y frecuentemente se generan también agrietamientos

que originan que las curvas de nivel transversales presenten numerosas inflexiones que indican deslizamientos de suelos en los taludes, limitados por las grietas, formando la denominada topografía de Crevasse. (figura 09).

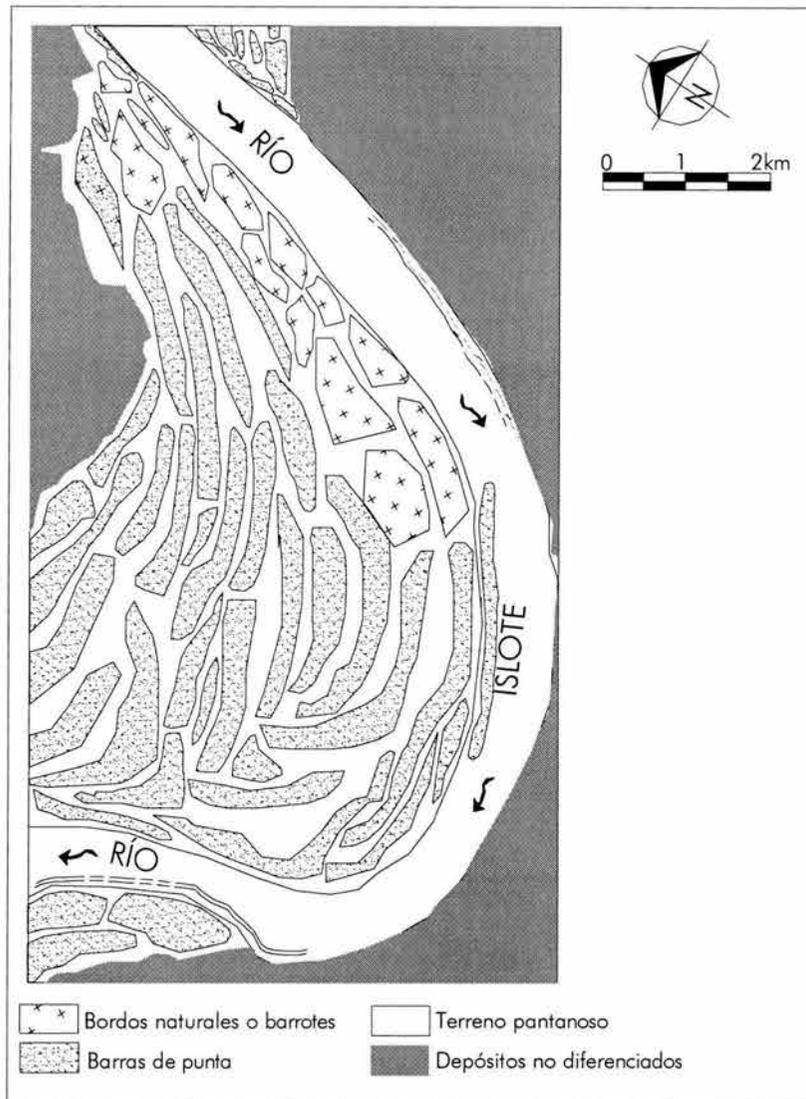


Figura 09
Formación de barras de punta (Santoyo, et al. 1989).

□ Depósitos en ciénegas

En las partes bajas de terreno o ciénegas que se tienen hacia el exterior de los bordos naturales se depositan extensas capas de limo y arcilla. Este hecho permite la sedimentación de las partículas de suelos finos que transporta la corriente. Las ciénegas son áreas cubiertas de agua en lapsos intermitentes o de manera permanente, con arbustos o árboles pero esencialmente sin acumulación de suelos altamente orgánicos.

En los pantanos, que también corresponden a zonas bajas (permanentemente inundadas o no), como característica principal los depósitos tienen contenidos importantes de suelos con abundante materia orgánica o turba. Como antes se indicó entre las barras de punta se desarrollan terrenos pantanosos.

3.3 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

En general, para la ciudad de Minatitlán y sus alrededores, la región puede dividirse en dos zonas (Figura 10):

3.3.1 Zona alta

La mayor parte de la ciudad presenta alternancia de arenas limosas y capas de arcilla arenosa, que parecen ser suelos residuales de la formación Filisola. Subyaciendo estos depósitos se encuentran arenas limosas más compactas y arcillas de consistencia dura, consideradas como material de la formación Filisola no intemperizada.

3.3.2 Zona baja

La ciudad está rodeada por partes bajas donde prevalecen los depósitos aluviales de llanuras de inundación, caracterizadas por arenas finas sueltas y arcillas blandas de alta plasticidad y alta compresibilidad y por turbas y otros suelos típicos de pantano.

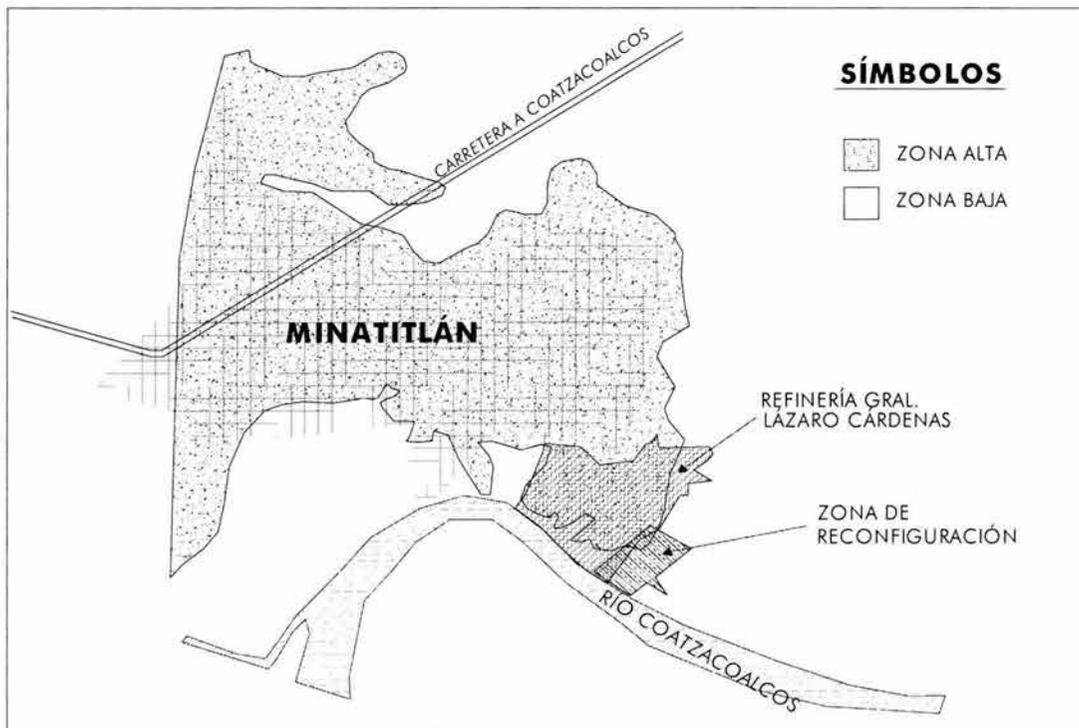


Figura 10.
Zonificación geotécnica de Minatitlán, Ver. (Vieitez, 1970).

3.4 INFORMACIÓN SISMOLÓGICA

3.4.1 Zona sísmica

El estado de Veracruz se extiende dentro de tres delimitaciones generales de ocurrencia de Sismo (Figura 11).

- Arriba del paralelo 19° 30' N hasta el curso y desembocadura del Río Tamesí, en los límites con Tamaulipas, paralelo 22° 25' N se define la **zona de sismos raros o desconocidos**.
- Entre los paralelos 18° 30' y 19° 30' N la **zona de sismos poco frecuentes**
- La **zona de sismos frecuentes** que da al sur del paralelo 18° 30' desde los Tuxtlas y Tierra Blanca hasta los límites con los Estados de Tabasco, Chiapas y Oaxaca

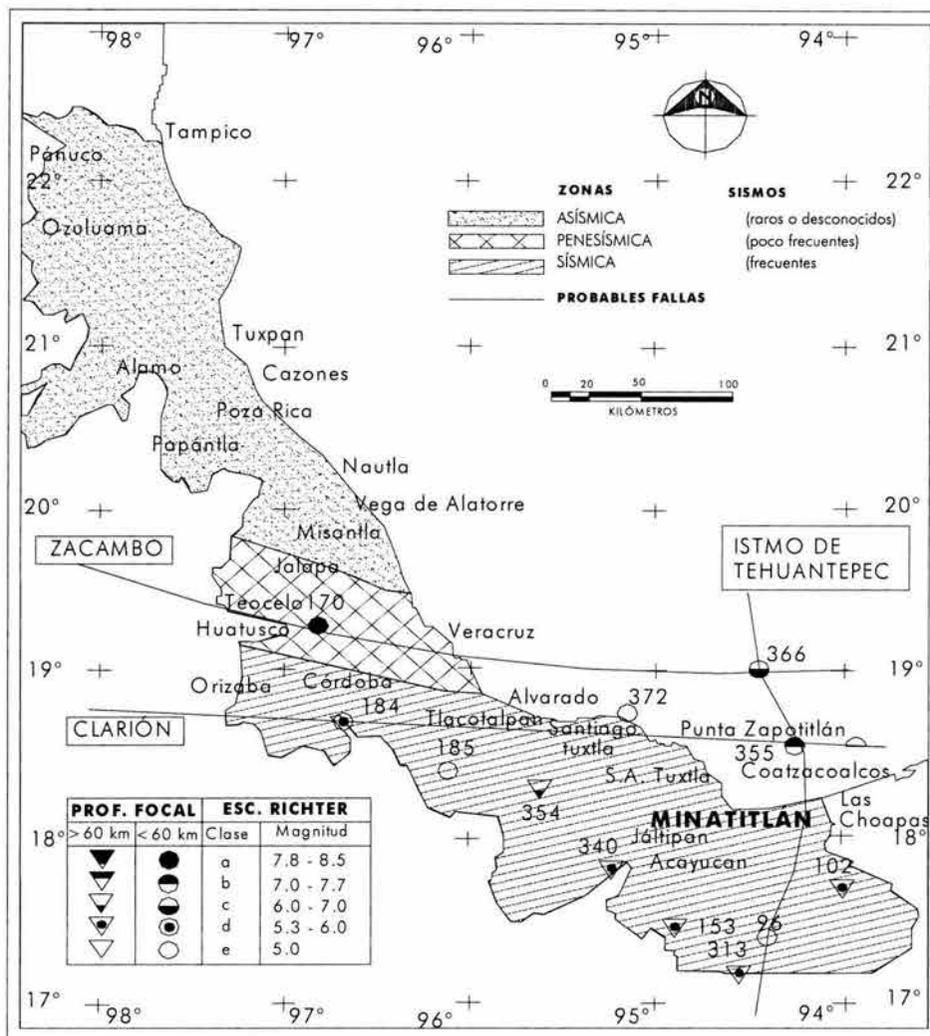


Figura 11.
Carta sísmica del Estado de Veracruz (Figueroa, 1968).

3.4.2 Macrosismo

El estado se ha visto afectado por movimientos muy fuertes, algunos de ellos catastróficos, como el de 3 de Enero de 1920 en Cozautlán, y el terremoto del 26 de Agosto de 1959 que en Jáltipan y otras poblaciones de esa región causó víctimas y daños considerables

3.4.3 Fallas

En cuanto a sismicidad debe tenerse muy en cuenta las fallas que cruzan el estado y progresan hacia el Golfo de México; estas son las fallas de Zacamboxo, Clarión y la del Istmo de Tehuantepec (Figura 7).

La falla del Istmo de Tehuantepec sigue una trayectoria casi paralela e inmediata a la margen derecha del Río Coatzacoalcos; cruzando varias poblaciones, entre ellas Minatitlán y Coatzacoalcos, donde se interna al Golfo de México para interceptar la falla de Clarión y la falla Zacamboxo.

3.5 CLASIFICACIÓN DEL TERRENO EN CUANTO A SISMO

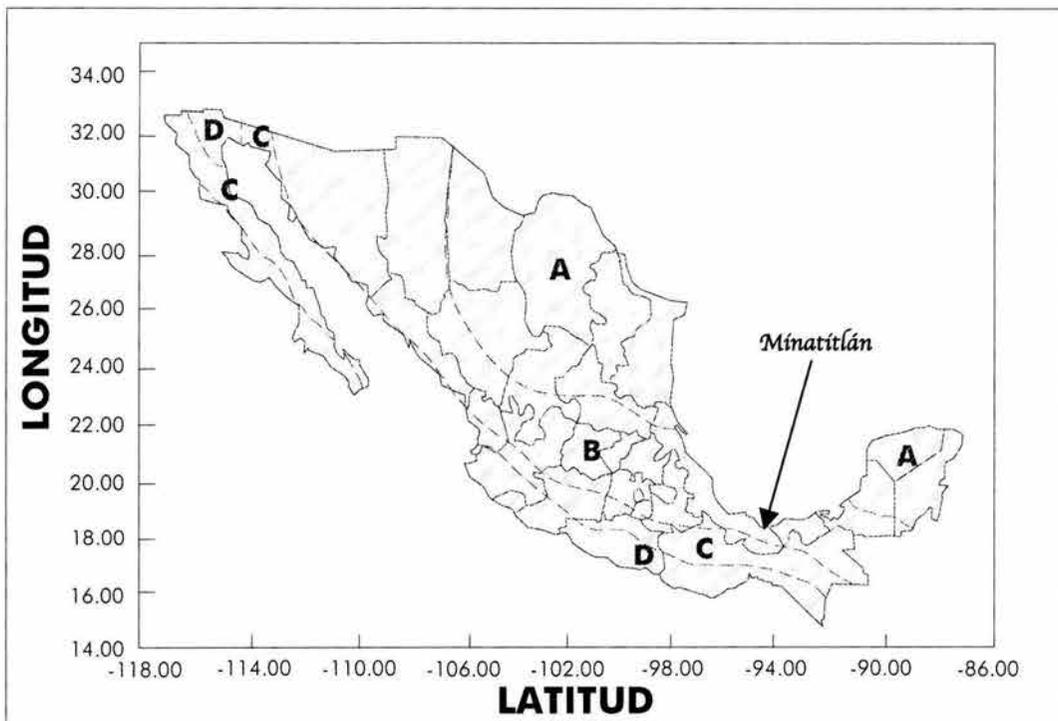


Figura 12.
Regionalización Sísmica de la República Mexicana, del Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad.

De acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana, del Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad, el sitio de estudio se ubica en la zona sísmica B (Figura 12).

Así mismo el manual tipifica el de suelo según su estratigrafía atendiendo a la respuesta del sitio ante excitación sísmica, en función del periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación. Así, para clasificar el terreno se procede como sigue.

De acuerdo con el perfil de velocidades de cortante (V_s) de cuatro sondeos típicos del sitio (Figura 13) se observa que la máxima velocidad de propagación de onda es igual a 250 m/s.

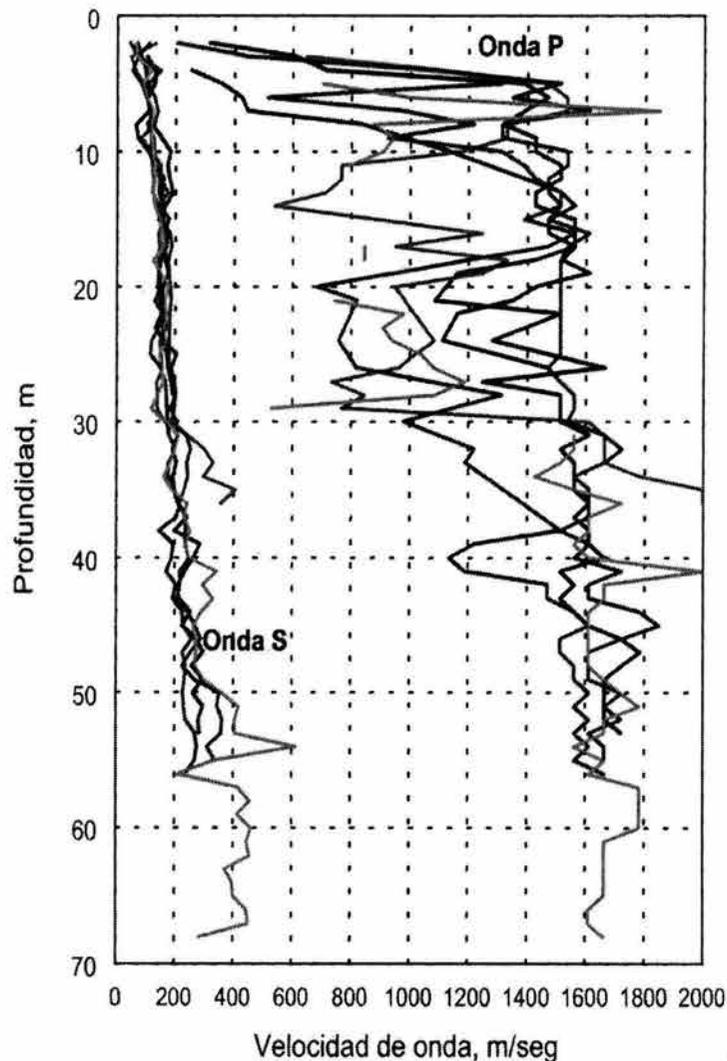


Figura 13. Perfil de velocidades de Onda S y Onda P obtenido en el sitio por medio de Sonda Suspendida (Ordaz Et al, 2000).

Así que aplicando las siguientes clasificaciones del terreno de cimentación, de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, se tiene lo siguiente:

□ TIPO 1

Terreno firme, depósitos de suelo formados solamente por estratos con velocidades de propagación β_0 igual o mayor a 700 m/s y módulos de rigidez G_0 iguales o mayores que 8,500 t/m².

□ TIPO 2

Terreno intermedio: depósitos de suelo con periodo fundamental de vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumple con la relación

$$\beta_c T_s + \beta_s T_c \geq \beta_c T_c$$

Donde:

β_c velocidad de onda cortante característica, de acuerdo con la zona sísmica, igual a 400 m/s para la zona B

T_s periodo fundamental de vibración del sitio, para este caso $T_s = 1.33$ s estimado mediante la expresión

$$T_s = (4 H_s) / \beta_s$$

Donde

H_s espesor del depósito de suelo superficial sobreyacente a la capa dura (50 m en este caso)

T_c periodo fundamental de vibración característico, de acuerdo con la zona sísmica, igual a 5.3 s para la zona B

β_s Velocidad de onda cortante medida en el sitio, igual a 150 m/s en promedio (ver figura No. 3)

De acuerdo con lo anterior, la desigualdad planteada no se cumple, ya que sustituyendo valores obtenemos que

$$\begin{aligned} \beta_c T_s + \beta_s T_c &= 1,327 \text{ m} \\ \beta_c T_c &= 2,120 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo tanto no se cumple, ya que

$$1,327 \text{ m} < 2,100 \text{ m}$$

□ TIPO 3

Terreno blando: depósitos de suelo con periodo fundamental de vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumple la relación

$$\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$$

sustituyendo tenemos que

$$1,327 \text{ m} < 2,100 \text{ m}$$

Se concluye que el terreno se clasifica como TIPO 3

3.6 CLASIFICACIÓN DEL TERRENO EN CUANTO A VIENTO

La velocidad regional del viento, V_R , es la máxima velocidad media probable de presentarse en un cierto periodo de recurrencia en una zona o región determinada del país y se determina tomando en consideración la localización geográfica del sitio de desplante de la estructura.

La importancia de la estructura dictamina los periodos de recurrencia que deberán considerarse para diseño por viento; de esta manera, los grupos A, B y C se asocian con los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años respectivamente, de los mapas de isotacas regionales. De acuerdo con el manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento de la Comisión Federal de Electricidad, se hace una clasificación de las estructuras según su importancia, la cual se describe a continuación.

□ Grupo A

Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad elevado. Pertenecen a este grupo aquellas que en caso de fallar causarían la pérdida de un número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos; asimismo las construcciones y depósitos cuya falla implique un peligro significativo por almacenar o contener sustancias tóxicas o inflamables, así como aquellas que su funcionamiento es imprescindible y debe continuar después de la ocurrencia de vientos tales como los provocados por huracanes.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto, las estructuras que integran el Proyecto de Reconfiguración de la Refinería, deben clasificarse como de **grupo A**, y por lo tanto el periodo de recurrencia será de **200 años** con una velocidad regional V_R igual a **200 km/hr**.

4.
CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS
DEL SITIO

4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO

Para determinar las características geotécnicas (estratigrafía) y mecánicas (resistencia al corte y compresibilidad) que definan el comportamiento del subsuelo en las zonas en estudio del área de Reconfiguración de la Refinería, se han realizado trabajos de campo y laboratorio por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la Comisión Federal de Electricidad y por la compañía Ingenieros Especialistas en Cimentaciones S.C., ambos a petición del Instituto Mexicano del Petróleo.

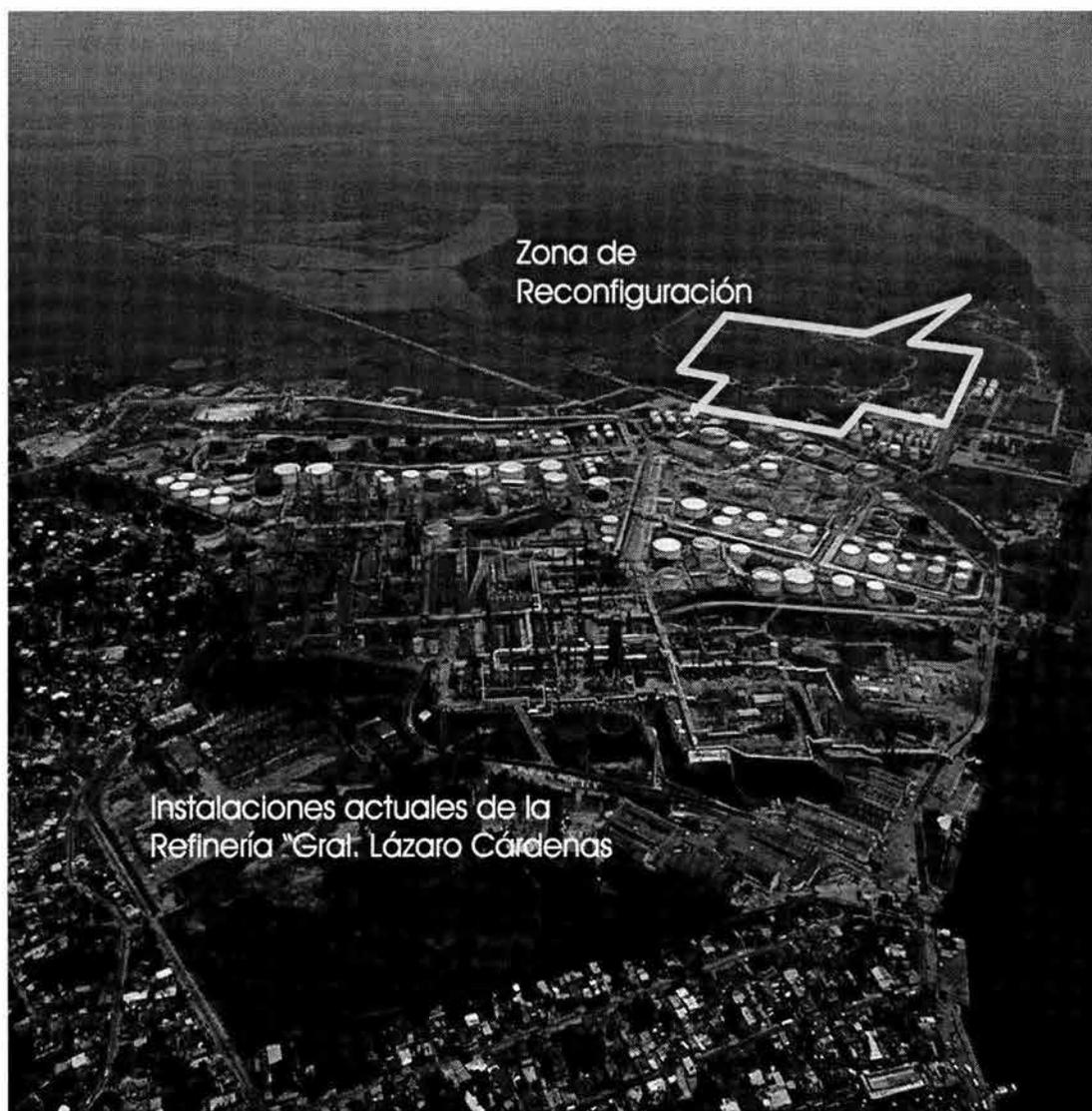


Figura 14.

Vista general de las instalaciones de la Refinería de Minatitlán (Cortesía Grupo de Reconfiguración de la R.G.L.C.).

4.1 TRABAJOS DE CAMPO

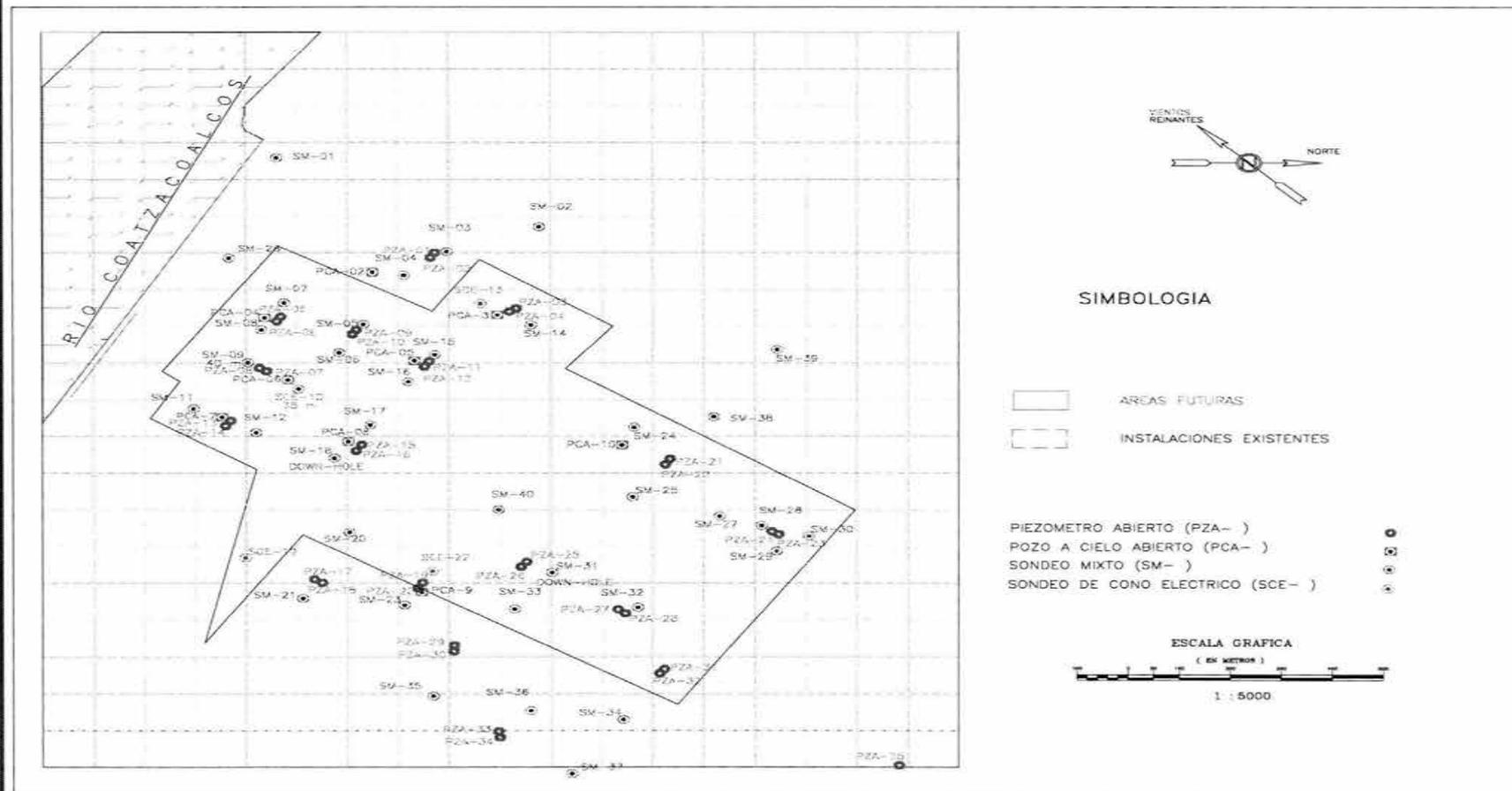


Figura 15.
Ubicación de Pozos a cielo abierto, piezómetros, sondeos mixtos y sondeos de cono eléctrico de la primera etapa de exploración.

4.1 TRABAJOS DE CAMPO

Los trabajos de campo desarrollados en el estudio de mecánica de suelos comprenden la ejecución de 50 sondeos de tipo mixto en la primera etapa y posteriormente 29 sondeos más en la segunda etapa. Estos sondeos se realizaron a profundidades variables entre 35 y 60 m de profundidad. Así mismo se realizaron pozos a cielo abierto, sondeos de cono eléctrico, la instalación de piezómetros abiertos y la construcción de bancos de nivel profundo a 50 y 60 m de profundidad (Figura No. 15).

4.2 TRABAJOS DE LABORATORIO

A las muestras obtenidas durante la exploración se les efectuaron las pruebas de laboratorio tanto para definir la clasificación de los materiales como para determinar las propiedades mecánicas de interés para diseñar las futuras cimentaciones realizándose los ensayos que se indican a continuación.

Pruebas índice

A todas las muestras recuperadas de los sondeos se les determino su contenido natural de agua, graficado en los perfiles estratigráficos correspondientes. Además, también se programó la obtención del límite líquido, límite plástico, porcentaje de finos (lavados) y/o granulometría, en por lo menos una muestra de cada estrato explorado. Estas pruebas permitieron clasificar los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Pruebas mecánicas de resistencia al corte

Con las muestras inalteradas, recuperadas mediante tubo Shelby, se practicaron pruebas mecánicas de compresión simple, de compresión triaxial no consolidada no drenada (UU) y de compresión triaxial consolidada no drenada (CU). Además, se realizaron pruebas de compresión simple sobre probetas labradas en el sentido transversal del tubo Shelby con la finalidad de obtener parámetros mecánicos para los análisis de carga lateral.

Pruebas de consolidación

Se practicó una prueba de consolidación unidimensional a por lo menos una muestra correspondiente a aquellos estratos compresibles identificados al momento de la exploración y de la clasificación de laboratorio.

Un resumen de estos resultados se muestra en la tabla No. 1

Tabla No. 1 Resumen de resultados de pruebas de laboratorio.

| SONDEO No. | MUESTRA | PROFUNDIDAD m | | RELACIONES GRAVIMÉTRICAS | | | COMPRESIÓN SIMPLE qu (ton/m ²) | TRIAXIAL UU | | CONSOLIDACIÓN | | | | |
|---------------|---------|------------------|------|--------------------------|-----------|-----------------------------|---|----------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------|-----------|
| | | | | e | Gw (%) | γm (ton/m ²) | | C (ton/m ²) | φ (grados) | mv (cm ² /kg) | mt (cm ² /kg) | Cv (cm ² /kg) | β | ψ |
| SM-2 | 10 | 5.4 | 6.4 | 0.941 | 98 | 1.84 | 1.7 | 0.5 | 16 | 0.15530 | 0.00343 | 0.00086 | 0.22117 | 1.45622 |
| | 16 | 9.6 | 10.8 | 1.858 | 100 | 1.71 | 1.0 | 2.5 | 0 | 0.00599 | 0.00496 | 0.00087 | 0.82901 | 0.31672 |
| SM-3 | 13 | 8.2 | 9.2 | 0.987 | 100 | 1.76 | 6.3 | 2.8 | 7 | 0.00444 | 0.00278 | 0.00024 | 0.62770 | 22.36810 |
| | 28 | 18.6 | 19.6 | 1.162 | 100 | 1.75 | 4.0 | 1.6 | 0 | 0.00701 | 0.00131 | 0.00040 | 0.18717 | 3.55108 |
| SM-4 | 11 | 6.0 | 7.0 | 0.655 | 100 | 1.90 | 9.0 | 2.7 | 11 | 0.00821 | 0.02266 | 0.00363 | 2.75923 | 0.00712 |
| | 17 | 10.0 | 11.0 | 11.078 | 91 | 1.73 | 7.1 | 3.2 | 0 | 0.01103 | 0.00150 | 0.00745 | 0.13606 | 0.55772 |
| | 42 | 25.8 | 28.0 | 1.103 | 100 | 1.75 | 10.9 | 5.0 | 2 | - | - | - | - | - |
| | 52 | 32.2 | 33.2 | 1.052 | 100 | 1.92 | 8.8 | 6.0 | 4 | - | - | - | - | - |
| SM-5 | 9 | 4.8 | 5.8 | 1.101 | 100 | 1.69 | 6.0 | 2.8 | 0 | 0.01745 | 0.00453 | 0.00144 | 0.25969 | 91.66140 |
| | 16 | 9.4 | 10.4 | 0.957 | 99 | 1.79 | 5.0 | 2.8 | 2 | 0.00853 | 0.00235 | 0.00927 | 0.27588 | 1.20445 |
| | 55 | 33.6 | 34.6 | 1.009 | 100 | 1.77 | 9.4 | 5.0 | 3 | 0.00125 | 0.00189 | 0.00018 | 1.50810 | 110.88610 |
| SM-6 | 11 | 6.0 | 7.0 | 0.743 | 100 | 1.94 | 9.6 | 4.3 | 4 | 0.00091 | 0.00316 | 0.00075 | 3.45161 | 15.78140 |
| | 18 | 11.0 | 12.0 | 1.301 | 100 | 1.75 | 11.7 | 6.0 | 0 | 0.00701 | 0.00341 | 0.00067 | 0.48767 | 0.73692 |
| | 29 | 18.6 | 19.6 | 1.266 | 100 | 1.73 | 8.8 | 5.9 | 0 | 0.00372 | 0.00197 | 0.00059 | 0.52951 | 23.80070 |
| | 39 | 25.0 | 26.0 | 1.060 | 100 | 1.89 | 3.6 | 2.1 | 4 | -0.00037 | 0.00231 | 0.00034 | -6.17114 | 55.68720 |
| SM-7 | 9 | 1.8 | 5.8 | 0.756 | 100 | 1.93 | - | 2.3 | 0 | - | - | - | - | - |
| | 12 | 7.0 | 8.0 | 1.040 | 100 | 1.89 | - | - | - | 0.01666 | 0.00481 | 0.00076 | 0.28883 | 32.04690 |
| | 29 | 17.6 | 18.6 | 1.301 | 95 | 1.73 | - | - | - | 0.00140 | 0.00297 | 0.00023 | 2.10875 | 83.87830 |
| | 39 | 24.0 | 25.0 | 0.955 | 100 | 1.83 | 5.0 | 4.1 | 4 | - | - | - | - | - |
| | 49 | 30.4 | 31.4 | 0.832 | 97 | 1.88 | 2.3 | 1.2 | 0 | - | - | - | - | - |
| | 57 | 36.2 | 37.2 | 0.885 | 100 | 1.88 | 12.0 | 4.5 | 3 | - | - | - | - | - |
| SM-8 | 10 | 5.4 | 6.4 | 0.950 | 100 | 1.94 | 9.7 | 6.2 | 0 | 0.01457 | 0.00155 | 0.00066 | 0.10654 | 1.96598 |
| | 15 | 8.8 | 9.8 | 1.440 | 100 | 1.85 | 3.6 | 2.3 | 0 | 0.00911 | 0.00794 | 0.00178 | 0.87178 | 9.81020 |
| | 39 | 23.6 | 24.6 | 1.000 | 100 | 1.74 | 8.5 | 2.4 | 10 | 0.00295 | 0.00210 | 0.00237 | 0.71236 | 0.38373 |
| | 53 | 32.4 | 32.9 | 0.740 | 100 | 1.96 | 2.1 | 0.0 | 13 | - | - | - | - | - |
| SM-9 | 9 | 4.8 | 5.8 | 0.775 | 100 | 1.90 | 16.9 | 10.4 | 0 | 0.01493 | 0.00323 | 0.00217 | 0.21649 | 0.12043 |
| | | 9.6 | 10.6 | 0.550 | 85 | 0.85 | 0.9 | 0.4 | 10 | - | - | - | - | - |

Tabla No. 1 Resumen de resultados de pruebas de laboratorio (continuación).

| SONDEO No. | MUESTRA | PROFUNDIDAD m | | RELACIONES GRAVIMÉTRICAS | | | COMPRESIÓN SIMPLE qu (ton/m ²) | TRIAXIAL UU | | CONSOLIDACIÓN | | | | |
|---------------|---------|------------------|------|--------------------------|-----------|-----------------------------|---|----------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------|-----------|
| | | | | e | Gw (%) | γm (ton/m ²) | | C (ton/m ²) | φ (grados) | mv (cm ² /kg) | mt (cm ² /kg) | Cv (cm ² /kg) | β | ψ |
| SM-11 | 3 | 1.8 | 2.8 | 0.990 | 100 | 1.81 | 4.5 | 2.7 | 0 | | | | | |
| | 9 | 5.2 | 6.2 | 1.045 | 100 | 1.80 | 4.9 | 3.0 | 0 | 0.02026 | 0.00828 | 0.00043 | 0.40875 | 29.26770 |
| | 23 | 14.0 | 15.0 | 0.930 | 46 | 1.86 | | 0.5 | | | | | | |
| | 30 | 18.6 | 19.6 | 1.246 | 100 | 1.75 | 9.4 | 3.2 | 7 | 0.00069 | 0.00300 | 0.00800 | 4.30728 | 19.85180 |
| | 44 | 28.0 | 29.0 | 0.799 | 99 | 1.92 | | 1.2 | 0 | | | | | |
| | 66 | 41.6 | 42.6 | 0.930 | 100 | 1.89 | 10.9 | | | | | | | |
| SM-12 | 198 | 13.0 | 14.0 | 1.122 | 96 | 1.71 | 6.5 | 3.5 | 0 | 0.00069 | 0.00300 | 0.00800 | 4.30728 | 19.85180 |
| | 33 | 22.8 | 23.4 | 1.653 | 98 | 1.78 | 15.4 | 8.2 | 0 | 0.00168 | 0.00193 | 0.00160 | 1.15015 | 37.60950 |
| | 44 | 28.0 | 29.0 | 0.933 | 95 | 1.90 | 6.2 | 1.0 | 10 | | | | | |
| SM-14 | 10 | 6.0 | 7.0 | 1.780 | 99 | 1.25 | 2.4 | 1.0 | 0 | 0.01901 | 0.01747 | 0.00784 | 0.91913 | 3.51841 |
| | 16 | 10.0 | 11.0 | 1.160 | 100 | 1.71 | 7.3 | 3.0 | 0 | 0.00870 | 0.00449 | 0.00640 | 0.51553 | 147.28630 |
| | 25 | 15.8 | 16.8 | 0.940 | 100 | 1.86 | | 2.0 | 5 | | | | | |
| | 32 | 20.4 | 21.4 | 1.270 | 100 | 1.70 | 3.3 | 1.5 | 0 | 0.03275 | 0.01995 | 0.00074 | 0.60937 | 0.22329 |
| | 40 | 25.6 | 26.1 | 1.260 | 100 | 1.65 | | | | 0.00392 | 0.03368 | 0.00206 | 8.57241 | 7.09855 |
| SM-15 | 10 | 5.4 | 6.4 | 1.264 | 100 | 1.74 | 5.1 | 3.0 | 0 | 0.01885 | 0.00790 | 0.00137 | 0.41895 | 2.71838 |
| | 14 | 8.2 | 9.2 | 1.040 | 100 | 1.61 | 10.1 | 6.0 | 0 | 0.01600 | 0.00754 | 0.00020 | 0.47132 | 29.59920 |
| | 20 | 12.2 | 13.2 | 1.429 | 92 | 1.76 | 7.3 | 2.7 | 4 | 0.00429 | 0.00546 | 0.00266 | 1.27358 | 5.49245 |
| | 56 | 34.2 | 35.2 | 0.648 | 100 | 1.95 | | 4.0 | 0 | | | | | |
| | 61 | 37.6 | 38.6 | 0.959 | 97 | 1.83 | | 1.2 | 0 | | | | | |
| SM-16 | 11 | 6.0 | 7.0 | 1.120 | 100 | 1.76 | 8.0 | 2.2 | 6 | 0.00786 | 0.00135 | 0.00138 | 0.17201 | 0.59799 |
| | 18 | 11.6 | 12.6 | 0.980 | 100 | 1.81 | 2.8 | 2.2 | 10 | 0.00346 | 0.00336 | 0.00192 | 0.97285 | 0.55324 |
| SM-17 | 7 | 3.6 | 4.6 | 1.490 | 99 | 1.67 | 5.6 | 2.0 | 11 | 0.03385 | 0.00908 | 0.00653 | 0.26842 | 0.26665 |
| | 34 | 21.0 | 22.0 | 1.440 | 100 | 1.68 | 11.0 | 5.5 | 2 | 0.00429 | 0.00327 | 0.00071 | 0.76241 | 24.38797 |
| | 38 | 25.6 | 26.6 | 0.720 | 100 | 1.97 | 7.3 | 3.4 | 0 | 0.00628 | 0.00262 | 0.00128 | 0.41827 | 14.85790 |
| | 46 | 30.6 | 31.6 | 0.910 | 99 | 1.85 | 2.8 | 3.5 | 23 | | | | | |

Tabla No. 1 Resumen de resultados de pruebas de laboratorio (continuación).

| SONDEO No. | MUESTRA | PROFUNDIDAD m | | RELACIONES GRAVIMÉTRICAS | | | COMPRESIÓN SIMPLE qu (ton/m ²) | TRIAxIAL UU | | CONSOLIDACIÓN | | | | |
|---------------|---------|------------------|-------|--------------------------|-----------|---|---|----------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------|-----------|
| | | | | e | Gw (%) | γ _m (ton/m ²) | | C (ton/m ²) | φ (grados) | mv (cm ² /kg) | mt (cm ² /kg) | Cv (cm ² /kg) | β | ψ |
| SM-18 | 5 | 2.4 | 3.4 | 1.980 | 100 | 1.62 | 4.1 | 2.0 | 2 | 0.03309 | 0.00968 | 0.00218 | 0.29273 | 1.17175 |
| | 14 | 8.2 | 9.2 | 1.080 | 100 | 1.89 | 15.7 | 6.9 | 8 | 0.00639 | 0.00202 | 0.00048 | 0.31671 | 5.52093 |
| | 23 | 14.0 | 15.0 | 1.150 | 100 | 1.72 | 7.4 | 3.5 | 6 | 0.00465 | 0.00341 | 0.00602 | 0.73396 | 0.45536 |
| | 32 | 21.0 | 22.0 | 1.910 | 100 | 1.71 | 14.9 | 6.0 | 3 | 0.00471 | 0.00225 | 0.00059 | 0.47710 | 47.46840 |
| | 70 | 43.6 | 44.6 | 0.840 | 100 | 2.02 | 16.0 | 10.5 | 1 | | | | | |
| SM-20 | 8 | 4.2 | 5.2 | 1.704 | 100 | 1.54 | 3.3 | 1.6 | 4 | 0.02458 | 0.01300 | 0.00257 | 0.52901 | 1.41228 |
| | 18 | 11.6 | 12.6 | 1.118 | 100 | 1.74 | 3.3 | 21.0 | 11 | 0.02822 | 0.00522 | 0.00495 | 0.18501 | 0.93743 |
| | 25 | 16.2 | 17.2 | 0.789 | 100 | 1.71 | 5.8 | 4.0 | 0 | 0.00915 | 0.00240 | 0.00500 | 0.26208 | 1.16981 |
| | 45 | 28.6 | 29.6 | 2.964 | 97 | 1.76 | - | 1.0 | 0 | 0.00501 | 0.00235 | 0.01028 | 0.46888 | 1.13229 |
| | 53 | 33.0 | 34.0 | 0.703 | 99 | 1.98 | 2.2 | 1.3 | 2 | | | | | |
| | 65 | 40.6 | 41.6 | 0.771 | 100 | 1.96 | - | 5.1 | 16 | | | | | |
| SM-21 | 5 | 2.4 | 3.4 | 0.822 | 100 | 1.84 | 4.1 | 2.8 | 0 | 0.01803 | 0.00827 | 0.00053 | 0.45857 | 0.84818 |
| | 12 | 7.0 | 8.0 | 1.467 | 100 | 1.77 | 3.0 | 1.2 | 0 | 0.03061 | 0.00959 | 0.00128 | 0.31332 | 3.09693 |
| | 31 | 18.8 | 19.8 | 1.120 | 100 | 1.83 | 3.4 | 2.4 | 5 | 0.00111 | 0.00274 | 0.00093 | 2.46311 | 22.31150 |
| | 38 | 23.4 | 24.4 | 0.680 | 100 | 1.97 | 2.2 | 1.0 | 0 | | | | | |
| | 47 | 29.2 | 30.2 | 0.696 | 100 | 1.95 | 2.7 | 1.0 | 0 | | | | | |
| SM-23 | 5 | 3.0 | 4.0 | 1.460 | 100 | 1.77 | 2.5 | 2.2 | 0 | 0.01837 | 0.01090 | 0.00940 | 0.59330 | 8.27515 |
| | 10 | 6.4 | 7.4 | 1.074 | 100 | 1.78 | 2.9 | 2.5 | 16 | 0.03619 | 0.00340 | 0.00187 | 0.09415 | 1.19090 |
| | 15 | 9.8 | 10.8 | 0.605 | 100 | 2.03 | - | 6.2 | 35 | | | | | |
| | 20 | 13.2 | 14.2 | 1.137 | 99 | 1.79 | 2.8 | 1.0 | 10 | 0.00690 | 0.00270 | 0.00044 | 0.39131 | 1.48283 |
| | 27 | 17.8 | 18.8 | 0.560 | 91 | 2.05 | - | 2.5 | 43 | | | | | |
| | 30 | 20.0 | 21.0 | 1.420 | 100 | 1.67 | 1.4 | 3.8 | 0 | 0.00795 | 0.00281 | 0.00096 | 0.35412 | 0.39848 |
| | 36 | 24.0 | 25.0 | 1.230 | 100 | 1.69 | 4.2 | 1.2 | 3 | | | | | |
| 41 | 27.4 | 28.4 | 2.190 | 97 | 1.49 | 2.2 | 1.3 | 3 | | | | | | |
| SM-24 | 11 | 7.0 | 8.0 | 1.510 | 100 | 1.74 | 6.5 | 3.0 | 0 | 0.01986 | 0.00852 | 0.00135 | 0.42931 | 20.34530 |
| | 16 | 104.0 | 11.4 | 1.410 | 100 | 1.63 | 7.8 | 3.9 | 0 | 0.00365 | 0.00469 | 0.00058 | 1.28376 | 29.69390 |
| | 21 | 13.8 | 14.8 | 1.190 | 100 | 1.72 | 6.7 | 3.1 | 0 | | | | | |
| | 28 | 18.4 | 19.4 | 1.250 | 100 | 1.73 | 6.2 | 3.0 | 0 | 0.00375 | 0.00376 | 0.00020 | 1.00225 | 148.63620 |

Tabla No. 1 Resumen de resultados de pruebas de laboratorio (continuación).

| SONDEO No. | MUESTRA | PROFUNDIDAD m | | RELACIONES GRAVIMÉTRICAS | | | COMPRESIÓN SIMPLE qu (ton/m ²) | TRIAXIAL UU | | CONSOLIDACIÓN | | | | |
|---------------|---------|------------------|------|--------------------------|-----------|---|---|----------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------|----------|
| | | | | e | Gw (%) | γ _m (ton/m ²) | | C (ton/m ²) | φ (grados) | mv (cm ² /kg) | mt (cm ² /kg) | Cv (cm ² /kg) | β | ψ |
| SM-25 | 6 | 3.0 | 4.0 | 1.696 | 100 | 1.52 | 1.4 | 1.3 | 0 | 0.05906 | 0.02204 | 0.00085 | 0.37317 | 0.91752 |
| | 13 | 7.6 | 8.6 | 1.583 | 100 | 1.67 | 2.9 | 2.8 | 1 | 0.02766 | 0.00743 | 0.00386 | 0.26853 | 0.13548 |
| | 26 | 15.8 | 18.6 | 1.020 | 98 | 1.81 | - | 1.5 | 10 | | | | | |
| | 44 | 28.0 | 29.0 | 1.190 | 93 | 1.84 | - | 5.0 | 8 | 0.00823 | 0.00193 | 0.00056 | 0.23442 | 1.14720 |
| SM-26 | 9 | 4.7 | 5.7 | 0.795 | 100 | 1.73 | - | - | - | 0.00930 | 0.00151 | 0.00244 | 0.16278 | 3.49893 |
| | 17 | 109.0 | 11.9 | 1.250 | 100 | 1.74 | 3.6 | 1.9 | 3 | 0.00098 | 0.00185 | 0.00295 | 1.88007 | 0.10438 |
| SM-27 | 6 | 3.0 | 4.0 | 8.733 | 96 | 1.10 | 1.6 | 0.6 | 5 | 0.07890 | 0.04211 | 0.00182 | 0.53377 | 0.20781 |
| | 11 | 6.4 | 7.4 | 1.372 | 100 | 1.69 | 2.5 | 1.6 | 0 | 0.00927 | 0.00900 | 0.00332 | 0.97010 | 27.75590 |
| | 17 | 10.4 | 11.4 | 1.379 | 100 | 1.77 | 2.6 | 1.2 | 3 | 0.01011 | 0.00618 | 0.00159 | 0.61170 | 0.46093 |
| | 24 | 15.0 | 16.0 | 1.469 | 96 | 1.69 | - | 2.6 | 0 | 0.00228 | 0.00310 | 0.00134 | 1.35868 | 4.41801 |
| | 29 | 18.4 | 19.4 | 1.000 | 100 | 1.82 | - | 3.1 | 0 | 0.00277 | 0.00163 | 0.00067 | 0.58874 | 6.27335 |
| | 73 | 50.4 | 51.4 | 0.576 | 100 | 1.95 | - | 4.0 | 0 | | | | | |
| SM-28 | 6 | 3.8 | 4.0 | 1.805 | 100 | 1.51 | 1.4 | 0.7 | 2 | 0.01976 | 0.02192 | 0.00127 | 1.10915 | 25.85820 |
| | 16 | 10.9 | 11.7 | 1.570 | 100 | 1.58 | 1.9 | 1.8 | 0 | | | | | |
| | 24 | 16.7 | 16.9 | 0.846 | 100 | 1.91 | - | 2.5 | 0 | 0.00627 | 0.00680 | 0.00120 | 1.08404 | 0.40129 |
| | 35 | 23.9 | 24.2 | 0.724 | 100 | 1.95 | - | 1.6 | 5 | | | | | |
| | 44 | 29.0 | 30.0 | 0.874 | 100 | 1.81 | - | 1.2 | 0 | | | | | |
| SM-29 | 6 | 3.6 | 4.6 | 9.100 | 92 | 1.08 | 2.1 | 1.4 | 18 | 0.13800 | 0.15489 | 0.03651 | 1.12183 | 0.03029 |
| | 14 | 8.8 | 9.8 | 1.070 | 100 | 1.64 | 3.6 | 1.2 | 17 | 0.02397 | 0.00663 | 0.00095 | 0.27682 | 0.21739 |
| | 23 | 14.6 | 15.6 | 1.160 | 99 | 1.16 | - | 1.7 | 21 | 0.00216 | 0.00343 | 0.01791 | 1.58693 | 0.19883 |
| | 28 | 18.6 | 19.6 | 3.280 | 98 | 1.35 | - | 4.4 | 18 | 0.00243 | 0.00236 | 0.00603 | 0.97171 | 1.20161 |
| | 39 | 25.6 | 26.6 | 1.130 | 100 | 1.69 | - | 4.0 | 16 | 0.00019 | 0.00019 | 0.07642 | 0.54437 | 17.45660 |
| | 48 | 32.0 | 33.0 | 1.130 | 96 | 1.84 | 6.0 | 4.0 | 30 | | | | | |
| | 60 | 39.6 | 40.6 | 1.110 | 100 | 1.82 | - | 2.0 | 19 | | | | | |

Tabla No. 1 Resumen de resultados de pruebas de laboratorio (continuación).

| SONDEO No. | MUESTRA | PROFUNDIDAD m | | RELACIONES GRAVIMÉTRICAS | | | COMPRESIÓN SIMPLE qu (ton/m ²) | TRIAXIAL UU | | CONSOLIDACIÓN | | | | |
|---------------|---------|------------------|-------|--------------------------|-----------|---|---|----------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------|----------|
| | | | | e | Gw (%) | γ _m (ton/m ²) | | C (ton/m ²) | φ (grados) | mv (cm ² /kg) | mt (cm ² /kg) | Cv (cm ² /kg) | β | ψ |
| SM-30 | 5 | 3.0 | 4.0 | 8.880 | 95 | 1.09 | 1.6 | 1.3 | 3 | 0.04753 | 0.04753 | 0.00174 | 0.73103 | 25.55880 |
| | 10 | 6.4 | 7.4 | 1.480 | 100 | 1.70 | 2.1 | 0.8 | 2 | 0.00918 | 0.00918 | 0.00159 | 0.54601 | 51.42530 |
| | 16 | 10.4 | 11.4 | 1.220 | 100 | 1.66 | 0.4 | 2.2 | 1 | 0.00392 | 0.00392 | 0.00174 | 0.42295 | 0.32344 |
| | 22 | 14.4 | 15.4 | 1.470 | 100 | 1.61 | - | 2.0 | 2 | 0.00507 | 0.00507 | 0.00036 | 1.00461 | 6.99046 |
| | 28 | 18.4 | 19.4 | 1.070 | 97 | 1.86 | - | 2.0 | 3 | 0.00095 | 0.00095 | 0.00110 | 0.28584 | 17.29250 |
| | 34 | 22.4 | 23.4 | 0.730 | 100 | 1.93 | 8.7 | 29.0 | 7 | 0.00087 | 0.00087 | 0.00362 | 0.24920 | 2.21138 |
| SM-31 | 7 | 3.6 | 4.6 | 2.150 | 98 | 1.68 | 1.2 | 0.5 | 5 | 0.03200 | 0.03200 | 0.00014 | 2.53284 | 84.45990 |
| | 12 | 7.6 | 8.6 | 1.120 | 100 | 1.81 | 3.7 | 1.8 | 5 | 0.00379 | 0.00379 | 0.00071 | 0.50026 | 14.22780 |
| | 32 | 23.2 | 24.2 | 1.490 | 100 | 1.53 | 1.6 | 1.2 | 0 | 0.00329 | 0.00329 | 0.00036 | 0.56390 | 43.12910 |
| | 41 | 30.0 | 31.0 | 1.250 | 99 | 1.78 | 7.1 | 4.9 | 0 | | | | | |
| | 55 | 41.2 | 42.2 | 1.300 | 98 | 1.72 | 10.8 | 6.0 | 0 | | | | | |
| SM-32 | 7 | 3.6 | 4.6 | 1.430 | 100 | - | - | - | - | 0.01735 | 0.01735 | 0.00022 | 0.49823 | 37.18990 |
| | 14 | 8.2 | 9.2 | 1.080 | 100 | 1.80 | - | 2.0 | 6 | | | | | |
| | 21 | 12.8 | 13.8 | 0.620 | 100 | 2.10 | - | 2.0 | 3 | | | | | |
| | 30 | 18.6 | 19.6 | 1.420 | 100 | 1.72 | 8.2 | 4.0 | 2 | 0.00253 | 0.00253 | 0.00103 | 0.90083 | 39.87620 |
| | 36 | 22.6 | 23.6 | 1.230 | 98 | 1.73 | 6.3 | 3.0 | 2 | 0.00281 | 0.00281 | 0.00071 | 0.67147 | 38.60050 |
| | 42 | 26.6 | 27.6 | 1.220 | 99 | 1.83 | 5.5 | 2.0 | 6 | 0.00023 | 0.00230 | 0.00041 | 1.29521 | 16.10580 |
| | 49 | 31.2 | 32.2 | 1.650 | 98 | 1.54 | 8.7 | 4.0 | 3 | | | | | |
| | 56 | 35.8 | 36.8 | 1.120 | 94 | 1.75 | - | 4.0 | 0 | | | | | |
| | 72 | 46.8 | 47.8 | 0.770 | 100 | 1.98 | 10.9 | 4.0 | 6 | | | | | |
| 81 | 52.6 | 53.6 | 0.580 | 97 | 2.03 | - | 2.2 | 0 | | | | | | |
| SM-33 | 5 | 4.0 | 5.0 | 3.260 | 100 | 1.27 | 1.0 | 1.1 | 0 | 0.00184 | 0.03840 | 0.00035 | 20.77870 | 16.46460 |
| | 10 | 7.4 | 8.4 | 1.080 | 100 | 1.83 | 3.2 | 1.7 | 0 | | | | | |
| | 19 | 14.2 | 15.2 | 1.238 | 101 | 1.62 | - | - | - | 0.00063 | 0.00407 | 0.00040 | 6.46505 | 33.85730 |
| | 30 | 21.2 | 22.2 | 1.430 | 99 | 1.64 | 5.3 | 3.8 | 0 | 0.00333 | 0.00258 | 0.00419 | 0.77559 | 8.73323 |
| | 34 | 24.0 | 25.0 | 1.100 | 100 | 1.79 | 8.7 | 4.5 | 0 | 0.00492 | 0.00176 | 0.00712 | 0.35862 | 0.29281 |
| | 44 | 31.4 | 32.4 | 0.810 | 100 | 1.91 | 2.2 | 2.0 | 0 | 0.00096 | 0.00475 | 0.00044 | 4.95118 | 7.42462 |

Tabla No. 1 Resumen de resultados de pruebas de laboratorio (continuación).

| SONDEO No. | MUESTRA | PROFUNDIDAD m | | RELACIONES GRAVIMÉTRICAS | | | COMPRESIÓN SIMPLE qu (ton/m ²) | TRIAxIAL UU | | CONSOLIDACIÓN | | | | |
|---------------|---------|------------------|------|--------------------------|-----------|---|---|----------------------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|---|---------|-----------|
| | | | | e | Gw (%) | γ _m (ton/m ²) | | C (ton/m ²) | φ (grados) | mv (cm ² /kg) | mt (cm ² /kg) | C _v (cm ² /kg) | β | ψ |
| SM-34 | 11 | 7.0 | 8.0 | 1.230 | 100 | 1.82 | - | 2.3 | 5 | 0.01887 | 0.00498 | 0.02316 | 0.26415 | 0.06241 |
| | 17 | 11.0 | 12.0 | 1.060 | 100 | 1.72 | - | 0.5 | 6 | 0.00358 | 0.00405 | 0.00951 | 1.31590 | 0.10313 |
| | 26 | 17.8 | 18.4 | 2.080 | 100 | 1.45 | 7.9 | 4.2 | 3 | 0.00491 | 0.00323 | 0.00491 | 0.65873 | 0.47745 |
| | 36 | 23.8 | 24.8 | 1.140 | 100 | 1.76 | 3.1 | 1.5 | 0 | 0.00434 | 0.00180 | 0.00545 | 0.41617 | 11.45230 |
| | 44 | 29.6 | 30.6 | 2.130 | 100 | 1.31 | 13.4 | 3.1 | 10 | | | | | |
| | 56 | 38.2 | 39.2 | 0.520 | 100 | 2.03 | 23.8 | 7.8 | 6 | | | | | |
| SM-35 | 9 | 5.2 | 5.4 | 1.070 | 100 | 1.71 | 2.0 | 1.5 | 0 | | | | | |
| | 19 | 11.8 | 12.0 | 1.750 | 100 | 1.69 | 3.8 | 2.0 | 0 | 0.00583 | 0.00360 | 0.00023 | 0.61822 | 9.34025 |
| | 33 | 20.5 | 20.8 | 1.420 | 99 | 1.59 | 5.9 | 4.5 | 1 | 0.00270 | 0.00335 | 0.00068 | 1.24011 | 80.05060 |
| | 42 | 26.3 | 26.6 | 1.180 | 76 | 1.60 | 5.9 | 4.0 | 3 | 0.00378 | 0.00360 | 0.00036 | 0.94996 | 0.54257 |
| | 52 | 32.8 | 33.0 | 0.560 | 100 | 2.04 | - | 4.2 | 0 | | | | | |
| SM-36 | 18 | 12.8 | 13.8 | 1.330 | 98 | 1.72 | 1.8 | 1.0 | 0 | 0.00866 | 0.00458 | 0.00022 | 0.52973 | 1.75928 |
| | 27 | 18.6 | 19.6 | 0.950 | 100 | 1.89 | 4.4 | 2.2 | 0 | 0.00325 | 0.00249 | 0.00130 | 0.76513 | 5.71109 |
| | 48 | 33.0 | 34.0 | 1.080 | 101 | 1.82 | 2.1 | 1.8 | 0 | | | | | |
| SM-37 | 5 | 3.0 | 4.0 | 1.146 | 100 | 1.81 | 2.4 | 1.1 | 6 | 0.03034 | 0.00972 | 0.00081 | 0.32050 | 0.88220 |
| | 15 | 9.4 | 10.4 | 0.962 | 97.2 | 1.82 | 3.8 | 1.3 | 8 | 0.00313 | 0.00183 | 0.00040 | 0.58663 | 18.86230 |
| | 34 | 22.2 | 23.2 | 1.266 | 100 | 1.79 | 6.7 | 4.3 | 0 | 0.00182 | 0.00227 | 0.00019 | 1.24515 | 50.09920 |
| | 41 | 26.8 | 27.8 | - | - | 1.71 | 6.5 | 2.8 | 5 | | | | | |
| | 54 | 35.6 | 36.6 | 1.859 | 102 | 1.43 | 20.7 | 6.2 | 7 | | | | | |
| SM-38 | 6 | 3.0 | 4.0 | 9.360 | 100 | 1.13 | 1.0 | 0.6 | 0 | 0.18877 | 0.05687 | 0.00138 | 0.30127 | 0.52235 |
| | 21 | 13.4 | 14.4 | 1.030 | 93 | 1.82 | 2.4 | 1.6 | 2 | 0.00464 | 0.00295 | 0.00039 | 0.63681 | 840.83700 |
| | 32 | 20.4 | 21.4 | 1.140 | 88 | 1.76 | - | 2.5 | 12 | 0.00918 | 0.00129 | 0.00090 | 0.14087 | 7.96456 |
| SM-39 | 9 | 5.8 | 6.8 | 1.140 | 100 | 1.74 | 4.9 | 2.8 | 1 | 0.02961 | 0.00680 | 0.00363 | 0.22965 | 0.09648 |

4.3 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS

El sitio en estudio se localiza en la margen izquierda del Río Coatzacoalcos, el cual presenta poca pendiente longitudinal, provocando que su capacidad de acarreo sea también baja y únicamente pueda transportar partículas menores de arcilla, limo y arena de grano fino a medio. Estas partículas se depositan de acuerdo con las condiciones locales y con la velocidad y el tirante de agua en determinado momento, como sucede en las curvas interiores de los meandros en la llanura de inundación (durante las avenidas importantes) o bien a lo largo del cauce.

Otro fenómeno que influye en la depositación de partículas es la marea, produciendo dos efectos, uno físico al reducir la velocidad de escurrimientos y el otro químico, al provocar la floculación o agrupamiento de partículas coloidales por las sales del agua marina. Además, en las zonas pantanosas de la llanura de inundación se producen depósitos de materia orgánica. En general se puede decir que los depósitos recientes de suelos finos son de consistencia blanda y los suelos arenosos de compacidad suelta.

Las condiciones estratigráficas en el subsuelo son muy variables, con cambios importantes aún en cortas distancias, lo que es típico en las llanuras de inundación. Cabe mencionar que una de las principales características del subsuelo de este sitio es su marcada heterogeneidad, tanto en sentido vertical como horizontal, por lo que la descripción estratigráfica que aparece más adelante se presenta de manera general, definiendo estratos que pueden aparecer en unas zonas y en otras no.

Capa vegetal (0)

Superficialmente se observa una capa vegetal de espesor variable entre 15 y 30 cm. En la zona baja esta capa resulta más abundante, pues se observan arbustos y pastos crecidos que llegan a alcanzar hasta 1.80 m de altura. En la zona alta la capa vegetal es menos abundante, sin embargo algunos arbustos llegan a medir hasta 1.30 m de altura.

Rellenos superficiales (Estrato No. 9 en planos)

En una gran parte del predio se encontró un relleno de material producto del dragado, de espesor variable entre 0.90 y 3.0 m, formado por arenas finas y medias color café amarillento y en ocasiones gris claro, con pocos finos, de compacidad suelta a media. El relleno contiene además material producto de la demolición de estructuras de concreto, de excavaciones y en algunas zonas se observa basura, así como desperdicios industriales propios de la refinería.

Arenas finas superficiales de compacidad suelta a media
(Estrato No. 4 en planos)

Se define como una arena fina y media color gris verdoso de compacidad suelta a media. En algunos sitios este estrato aparece superficialmente o bajo los rellenos, con estratos intercalados de arcillas, mientras que en otros, se encuentra por debajo de estratos compresibles con materia orgánica. Los resultados de resistencia a la penetración estándar varían entre 2 y 20 golpes, su contenido de agua también en promedio es de 30%. El espesor de este estrato varía desde 2 hasta 4 m.

Arcilla y limos de color gris claro de consistencia baja a media
(Estrato No. 1 en planos)

Este estrato se localiza por debajo de los estratos 9 y 4. Está constituido por arcillas y limos de baja plasticidad, color gris claro, contenidos de agua promedios de 50%, con 95% de finos, y límite líquido y límite plástico de 59% y 30%, respectivamente. La resistencia a la penetración estándar fue de 2 golpes y su resistencia a la compresión simple q_u de 63.4 kPa.

Arcilla y limos de alta plasticidad y muy baja consistencia, de color oscuro
(Estrato No. 8 en planos)

Este estrato aparece sólo en algunos sitios. Está constituido por capas de arcillas y limos de alta plasticidad color gris oscuro y negro, con materia orgánica hasta en un 25%, con alto contenido de agua, llegando a registrarse valores de hasta 400%, siendo 113% el promedio. El límite líquido y el Índice de plasticidad son de 129% y 65%, respectivamente. Es en este estrato en donde se encontraron las resistencias a la penetración estándar más bajas, registrándose incluso sitios donde la herramienta penetraba por peso propio. Este estrato puede presentarse entre 4 y 10 m, y entre 25 y 30 m de profundidad, y con espesores variables entre 1 y 4 m, estando siempre acompañado por los estratos 1 y 2.

Arcilla y limos de color gris claro de consistencia media
(Estrato No. 2 y 3 en planos)

Siempre por debajo del estrato 8 se localizan arcillas y limos de alta plasticidad color gris claro, con contenidos de agua de 41%, 96% de finos, límite líquido del 50% y 25% del índice de plasticidad su resistencia a la penetración es de 10 golpes. Se piensa que este estrato es continuación del 4, ya que muestra características muy semejantes, estando dividido en ocasiones por el estrato 8.

Arenas finas limosas
(Estrato No. 7 en planos)

Arenas finas y medias con finos limosos no plásticos y en algunos puntos finos arcillosos, de color gris y gris amarillento, de compacidad suelta a media, contaminadas en algunos puntos con materia orgánica e intercaladas en ocasiones con los estratos 1, 2 y 8. El número de golpes registrado varía de 3 a 20. Este estrato se encuentra en algunas zonas en los estratos superficiales, pero en la mayor parte de los casos, está entre los 12 a 19 m de profundidad. En esta capa existe un espesor variable de compacidad suelta, posiblemente susceptible a presentar licuación ante un evento sísmico. En el capítulo No. 6 se hace una evaluación del potencial de licuación utilizando la resistencia a la penetración estándar.

Arenas compactas
(Estrato No. 6 en planos)

Arena compacta media y gruesa, color gris claro y café. En algunas zonas también se han encontrado algunas gravas de forma subredondeada. El depósito se localiza hacia la parte profunda de la estratigrafía, a partir de los 34 m de profundidad y se extiende en algunos suelos hasta la máxima profundidad de exploración alcanzando una resistencia a la penetración estándar de 30 golpes o más.

Arcillas duras
(Estrato No. 5 en planos)

Subyaciendo al estrato anterior, se observa un depósito de arcillas de consistencia firme a dura de color gris claro. Los valores promedio son: 35% de contenido de agua, 2.65 la densidad de sólidos, 1.98 ton/m³ de peso específico, relación de vacíos de 0.77, contenido de arenas del 10%, resistencia a la compresión simple de 10 ton/m² y número de golpes registrado de 50.

4.4 CORTES ESTRATIGRÁFICOS

A continuación se presenta la ubicación y los cortes estratigráficos de los sondeos realizados en la primera etapa.

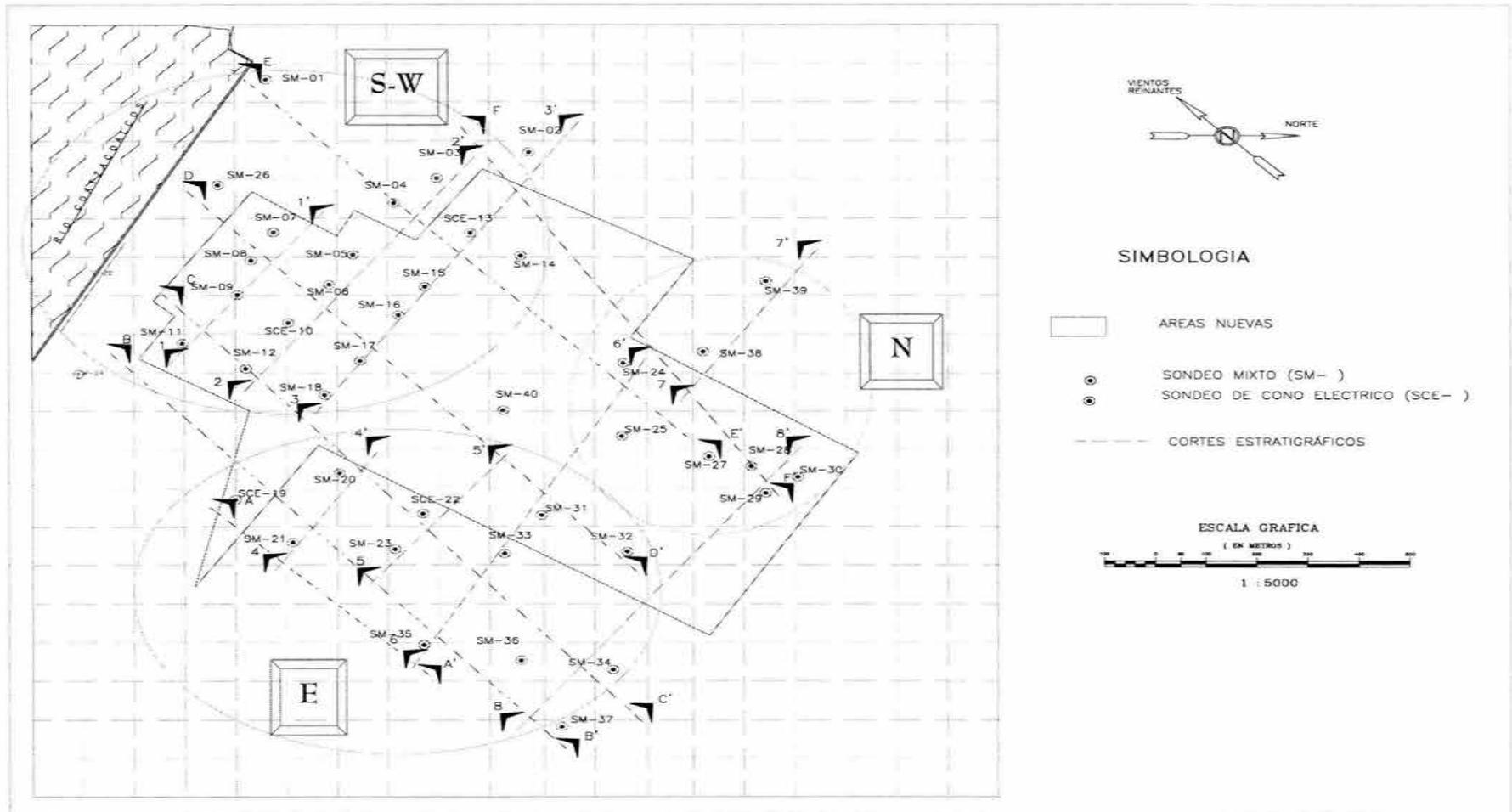


Figura 17.
Ubicación de cortes estratigráficos de los sondeos realizados en la primera etapa.

Falta página

N° 30

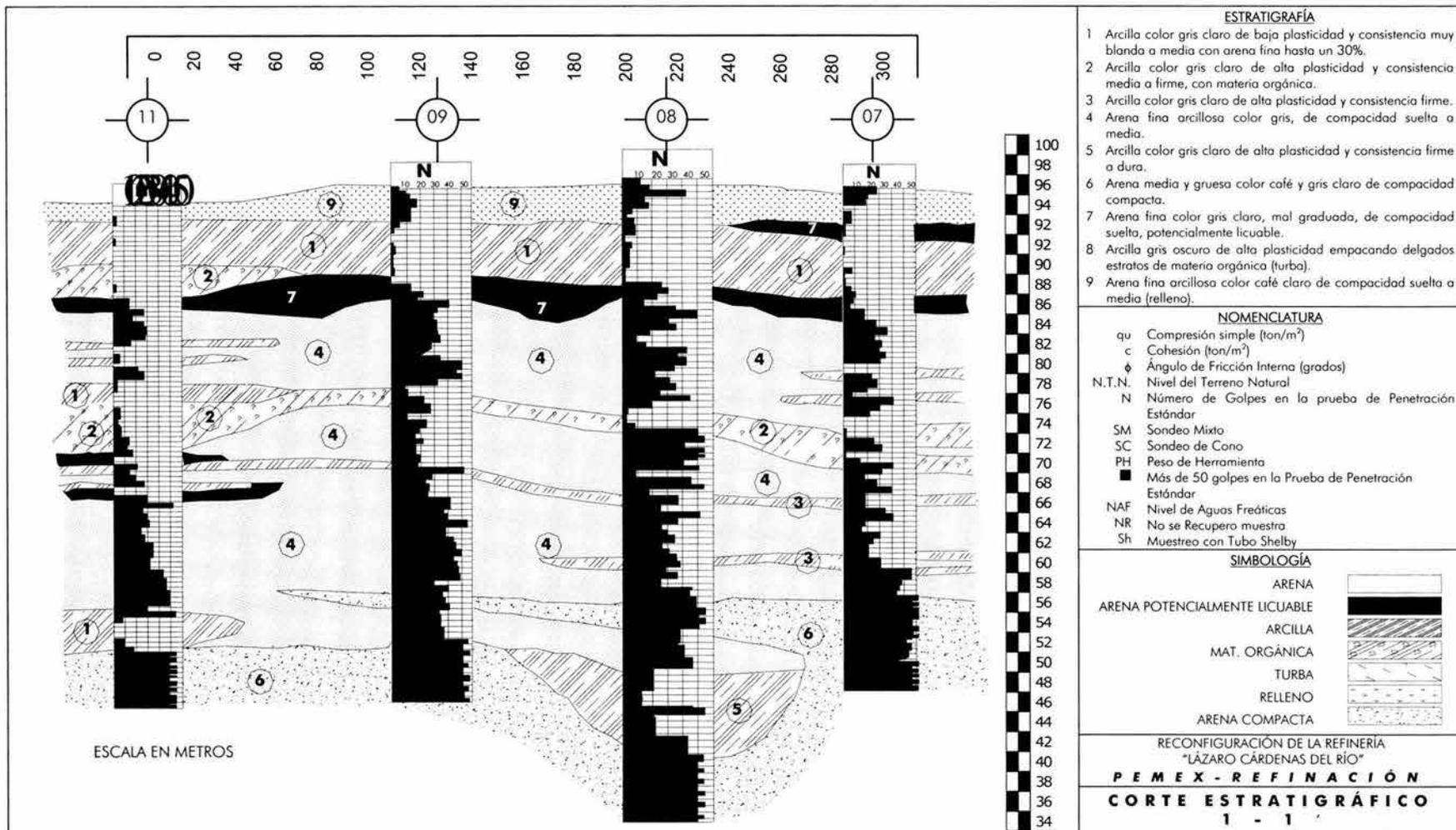


Figura 18. Corte estratigráfico 1-1'

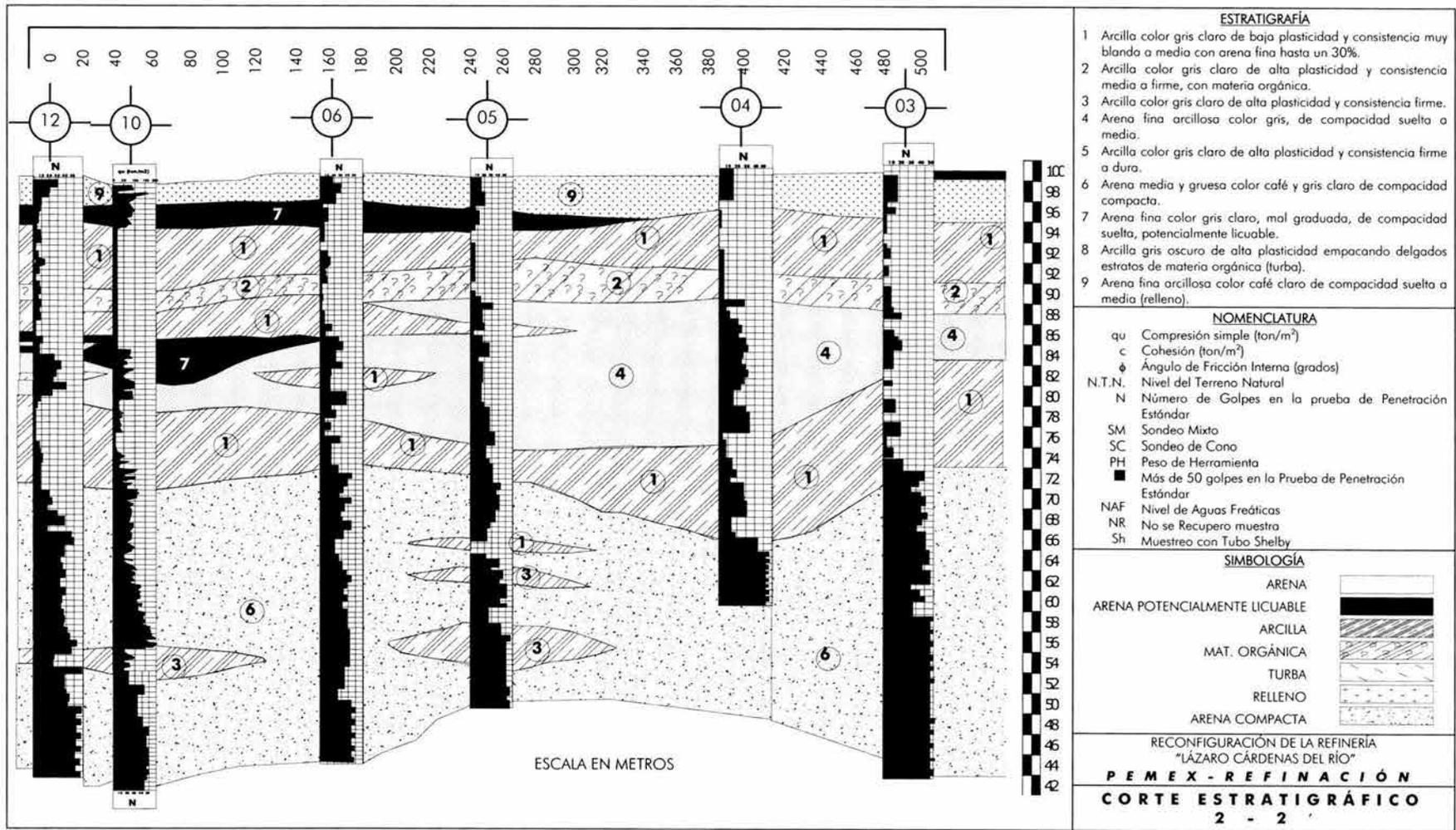


Figura 19. Corte estratigráfico 2-2'

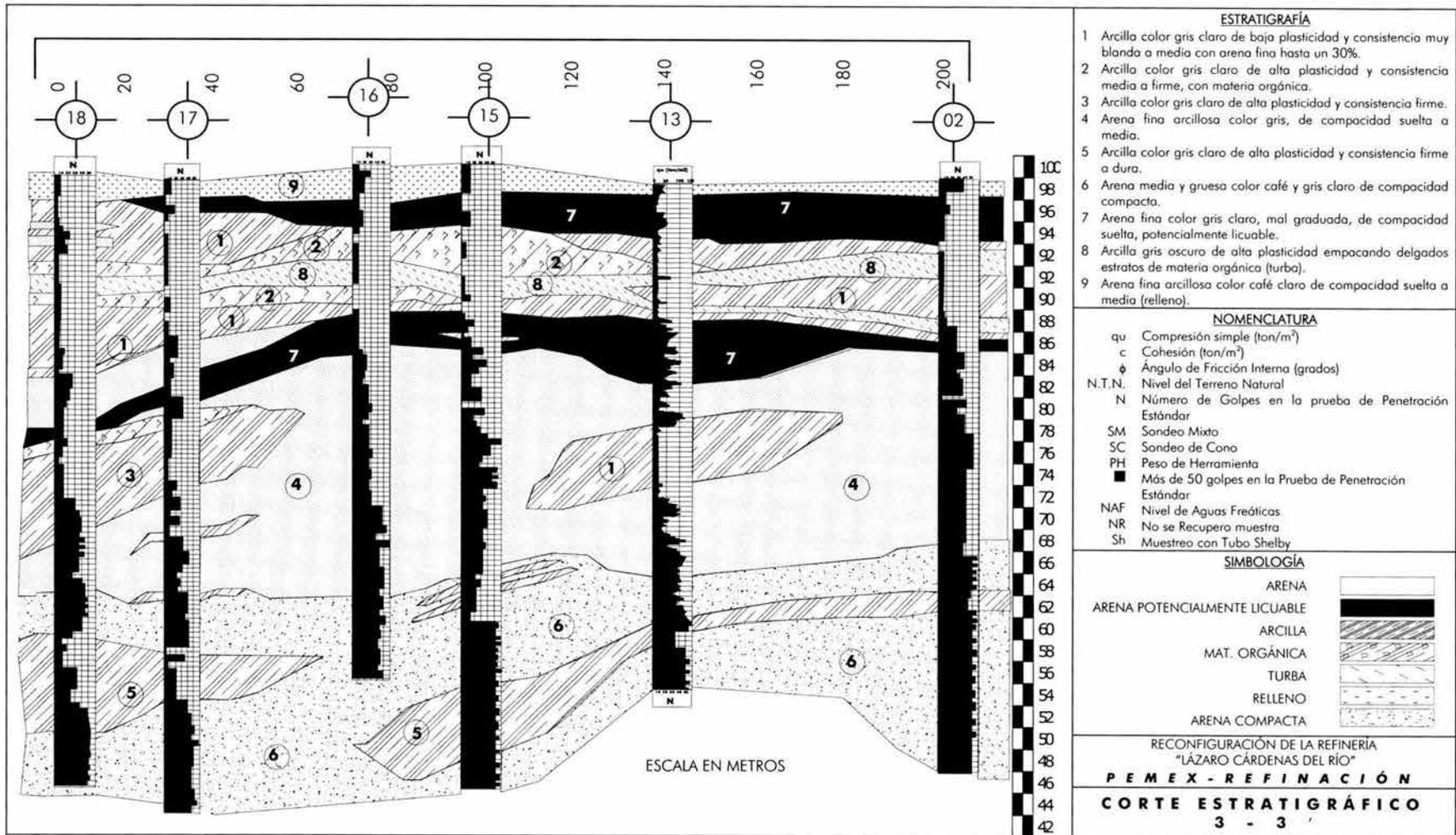


Figura 20. Corte estratigráfico 3-3'

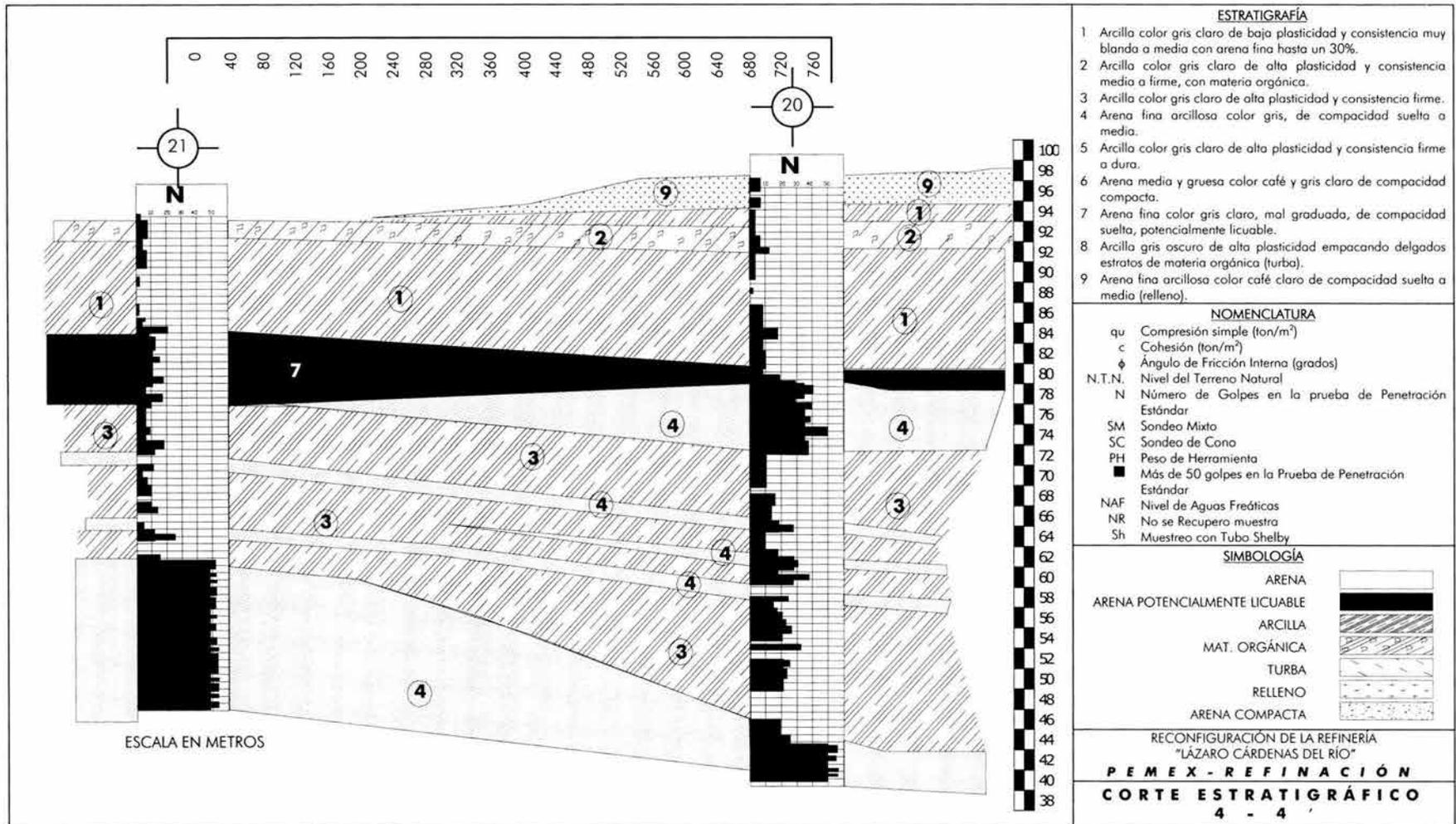


Figura 21. Corte estratigráfico 4-4'

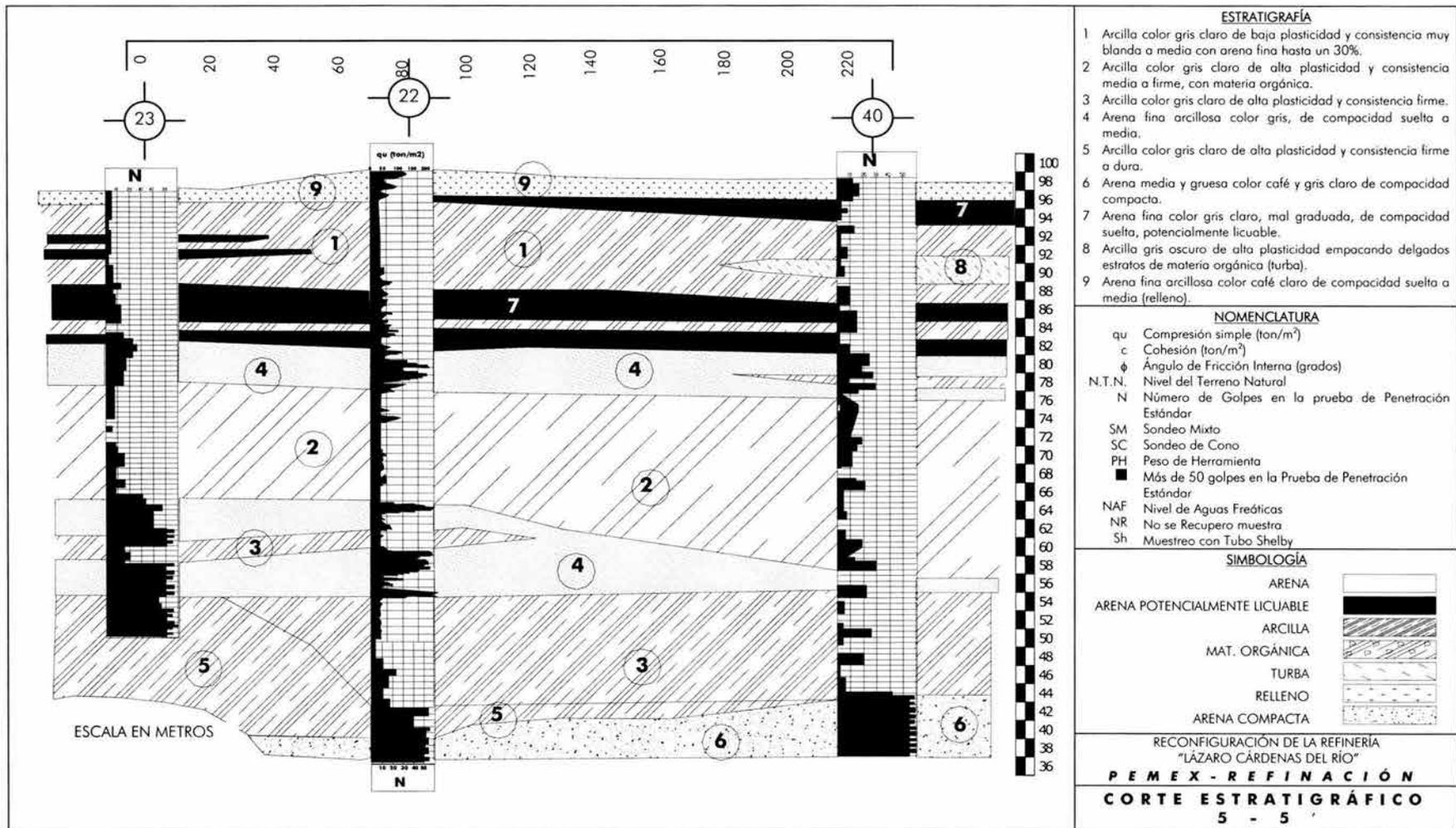


Figura 22. Corte estratigráfico 5-5'

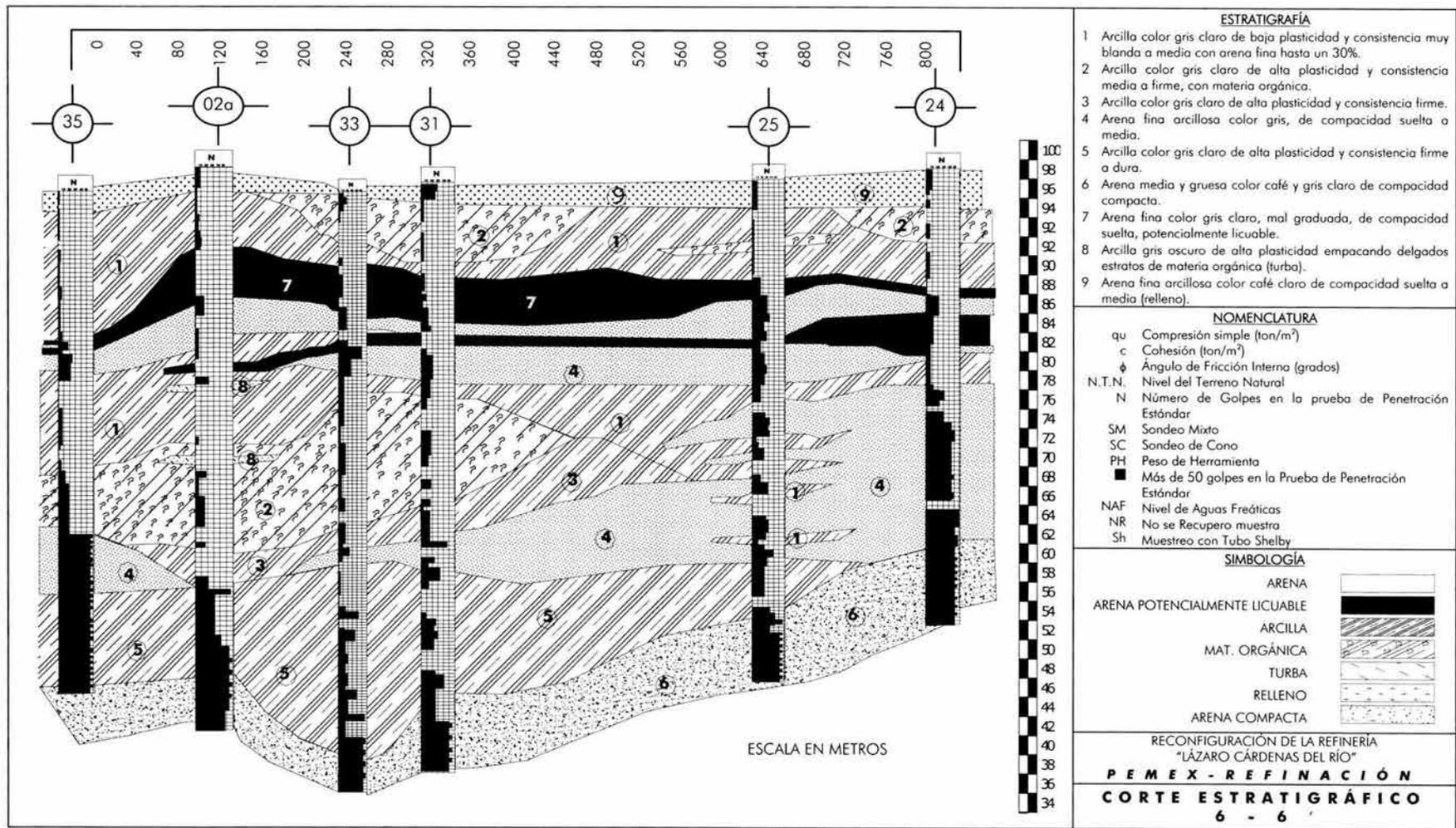


Figura 23. Corte estratigráfico 6-6'

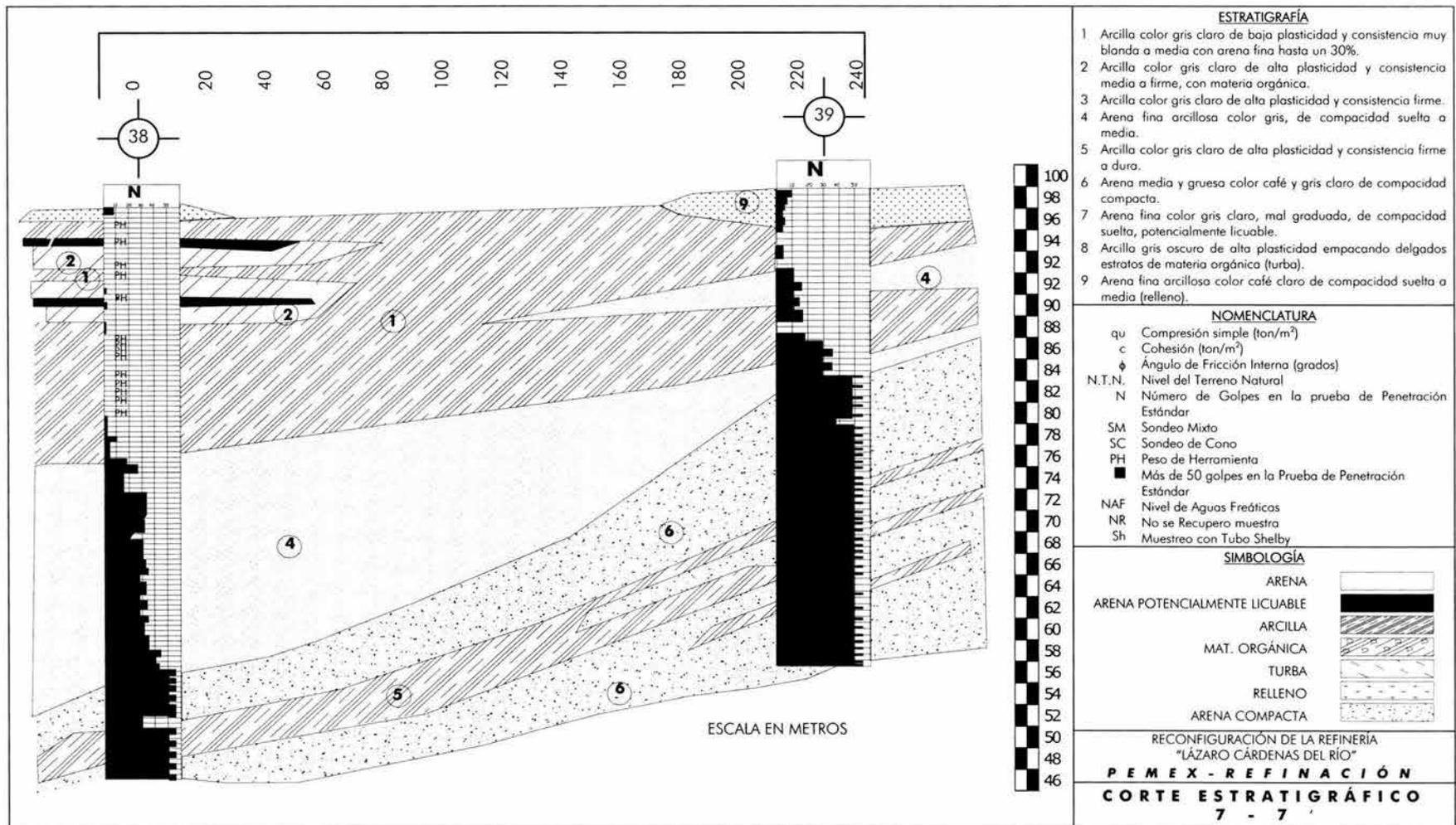


Figura 24. Corte estratigráfico 7-7'

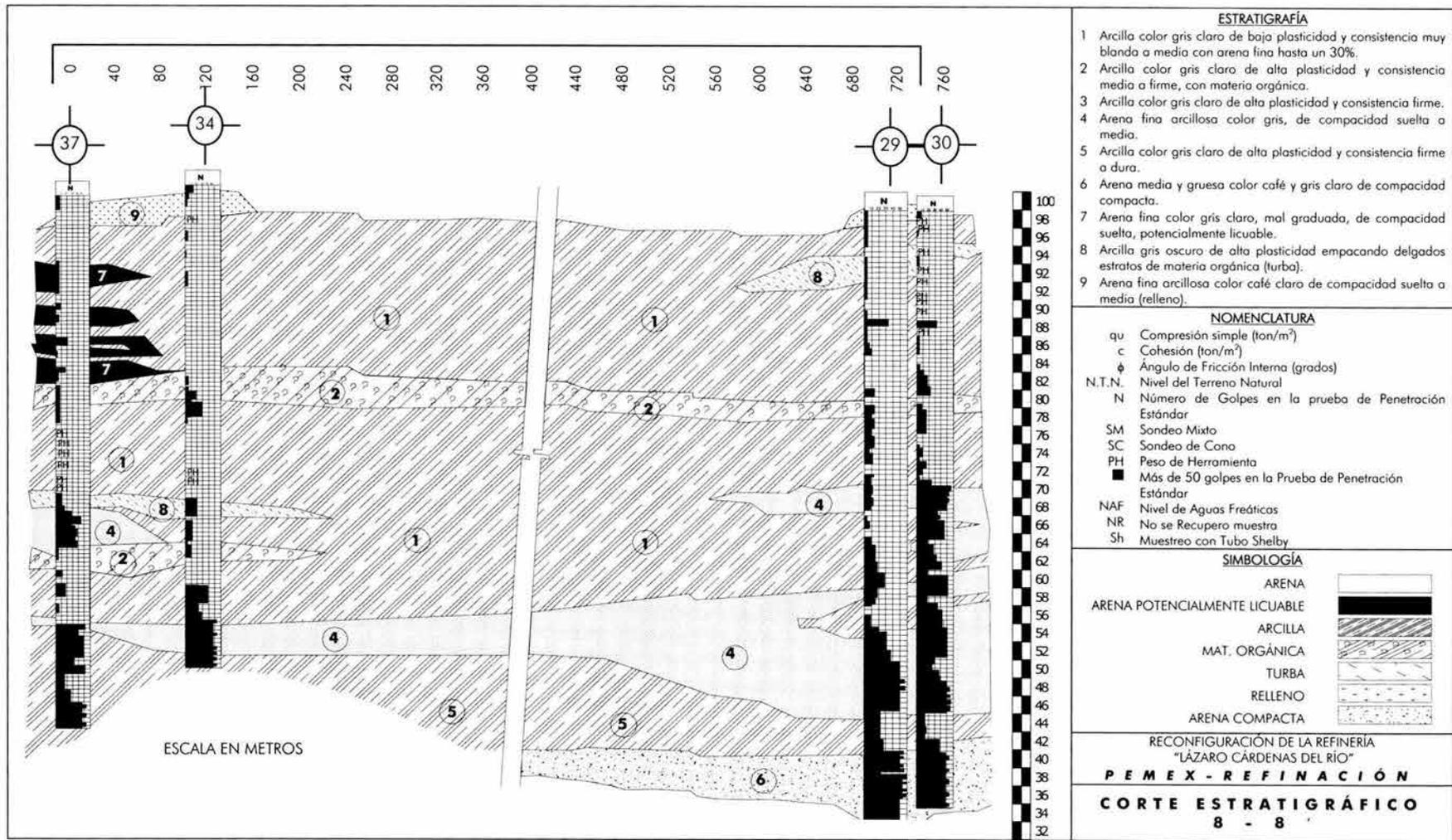


Figura 25. Corte estratigráfico 8-8'

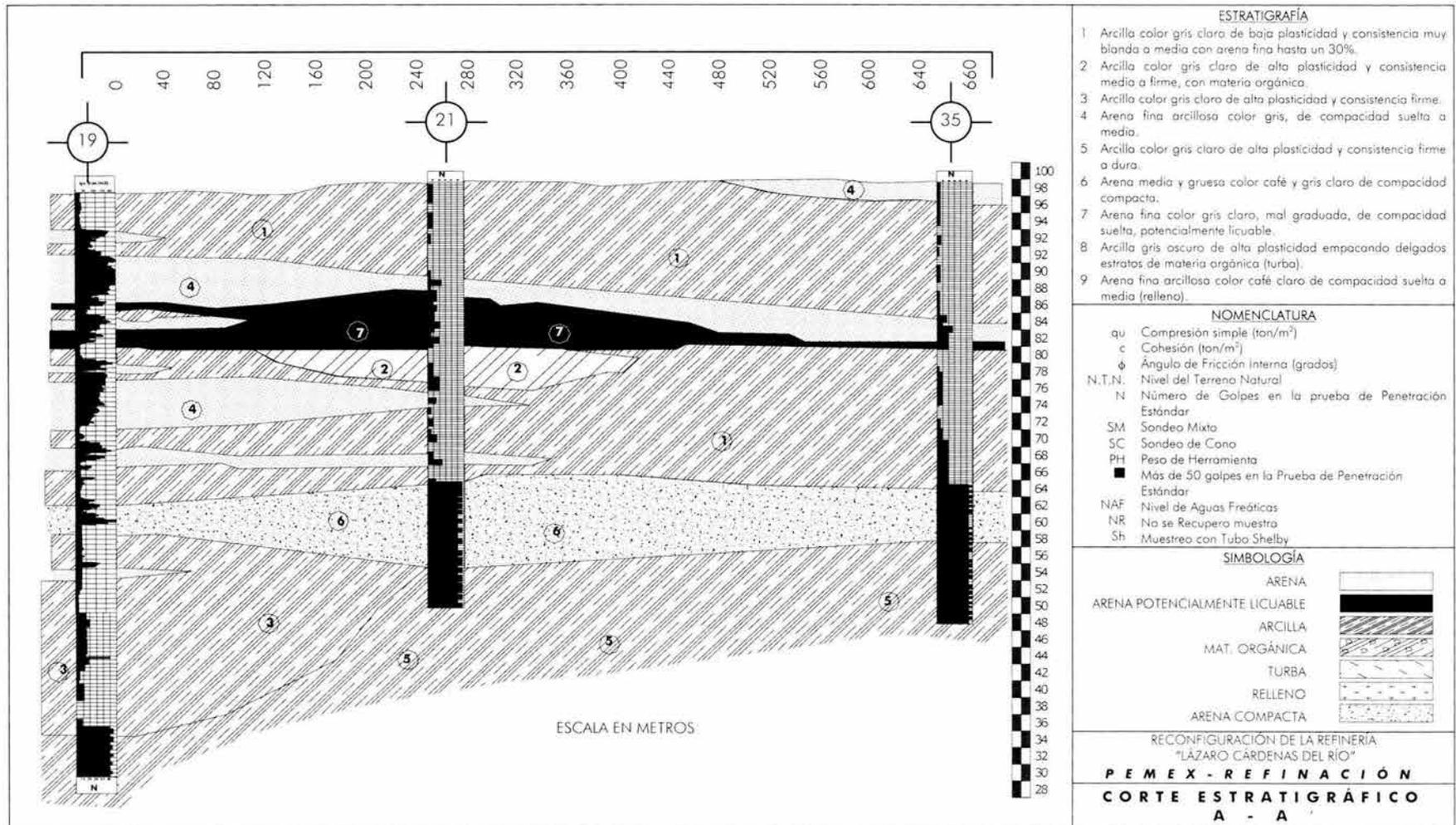


Figura 26. Corte estratigráfico A-A'

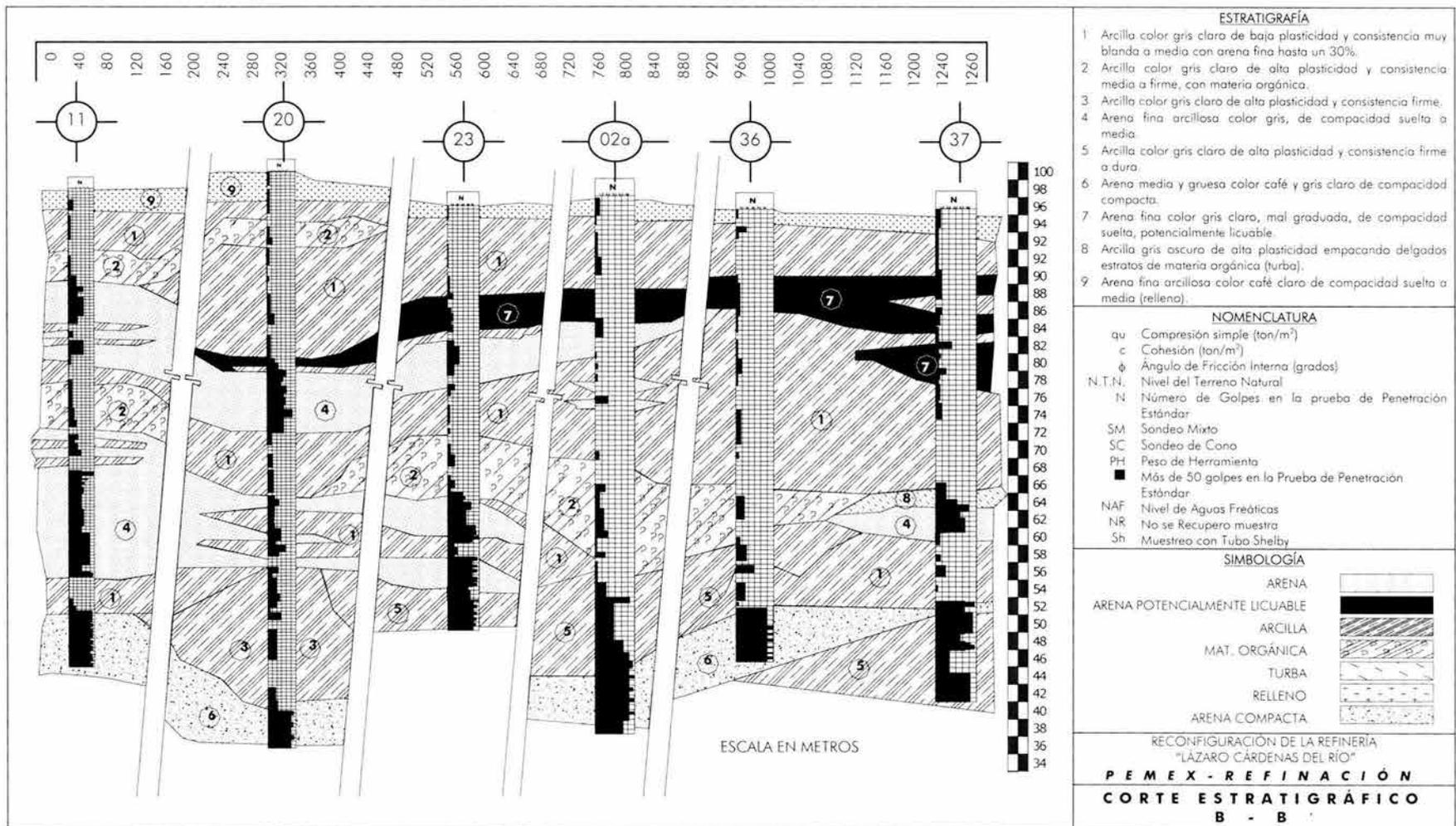


Figura 27. Corte estratigráfico B-B'

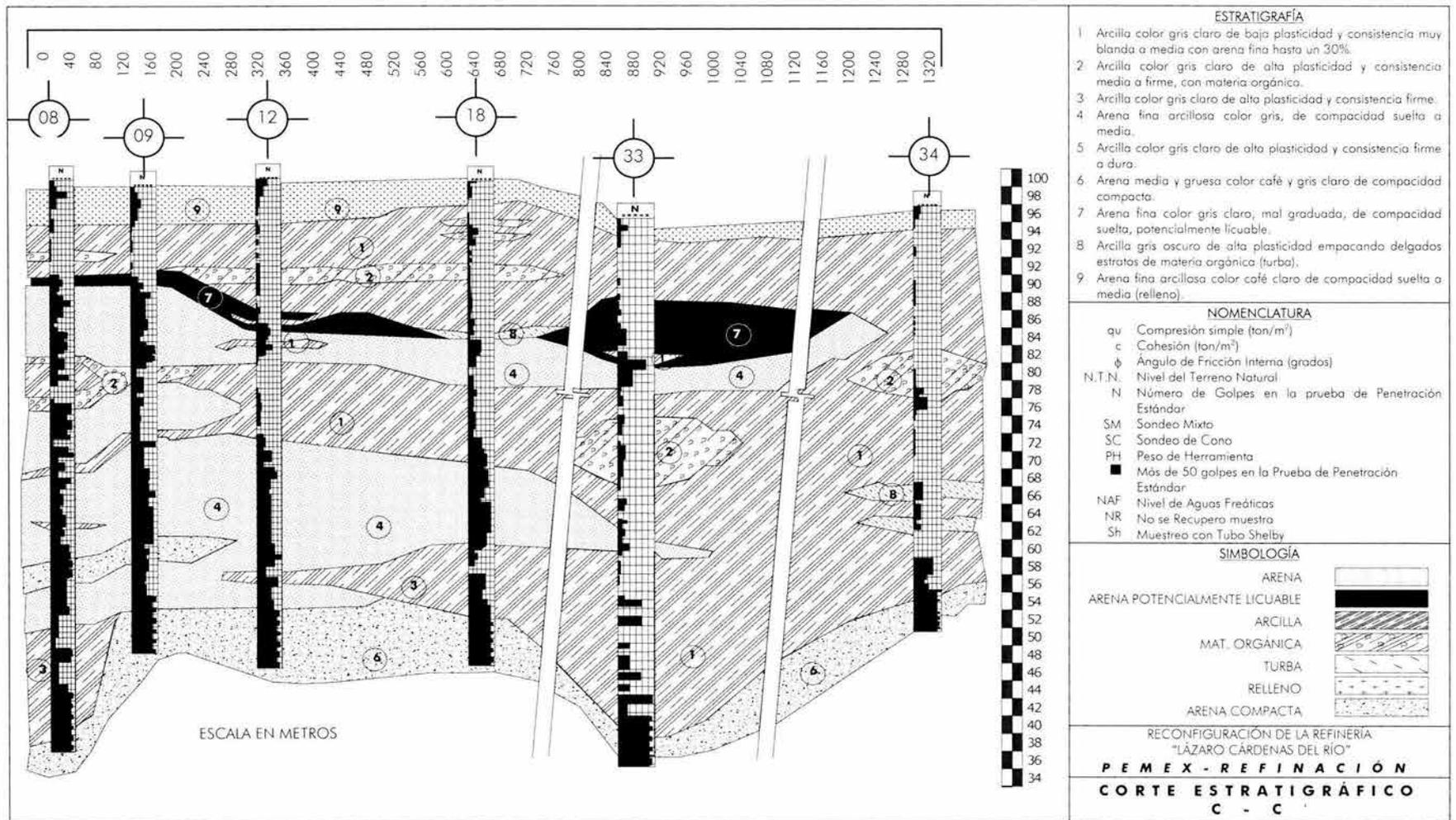


Figura 28. Corte estratigráfico C-C'

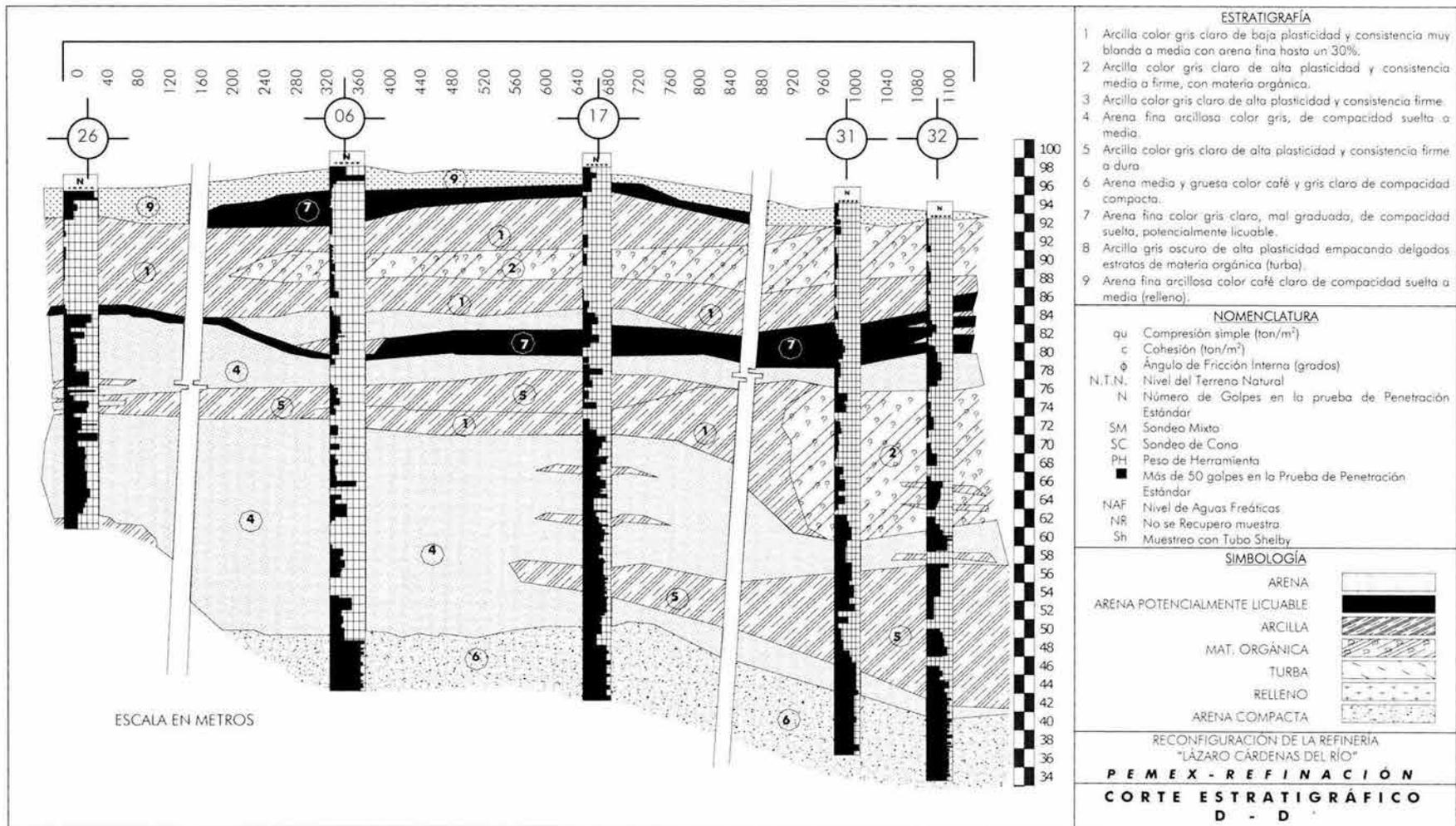


Figura 29. Corte estratigráfico D-D'

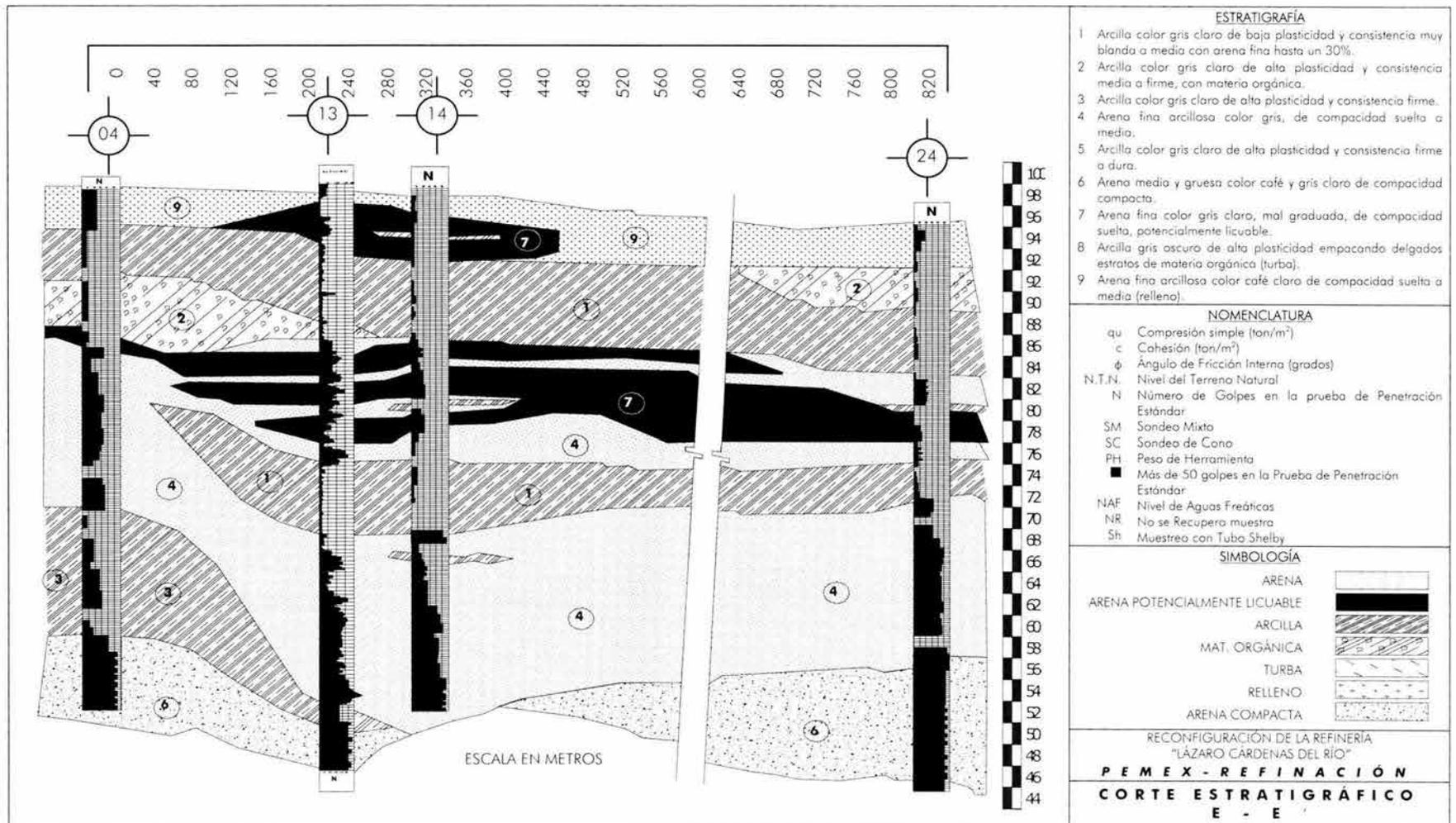


Figura 30. Corte estratigráfico E-E'

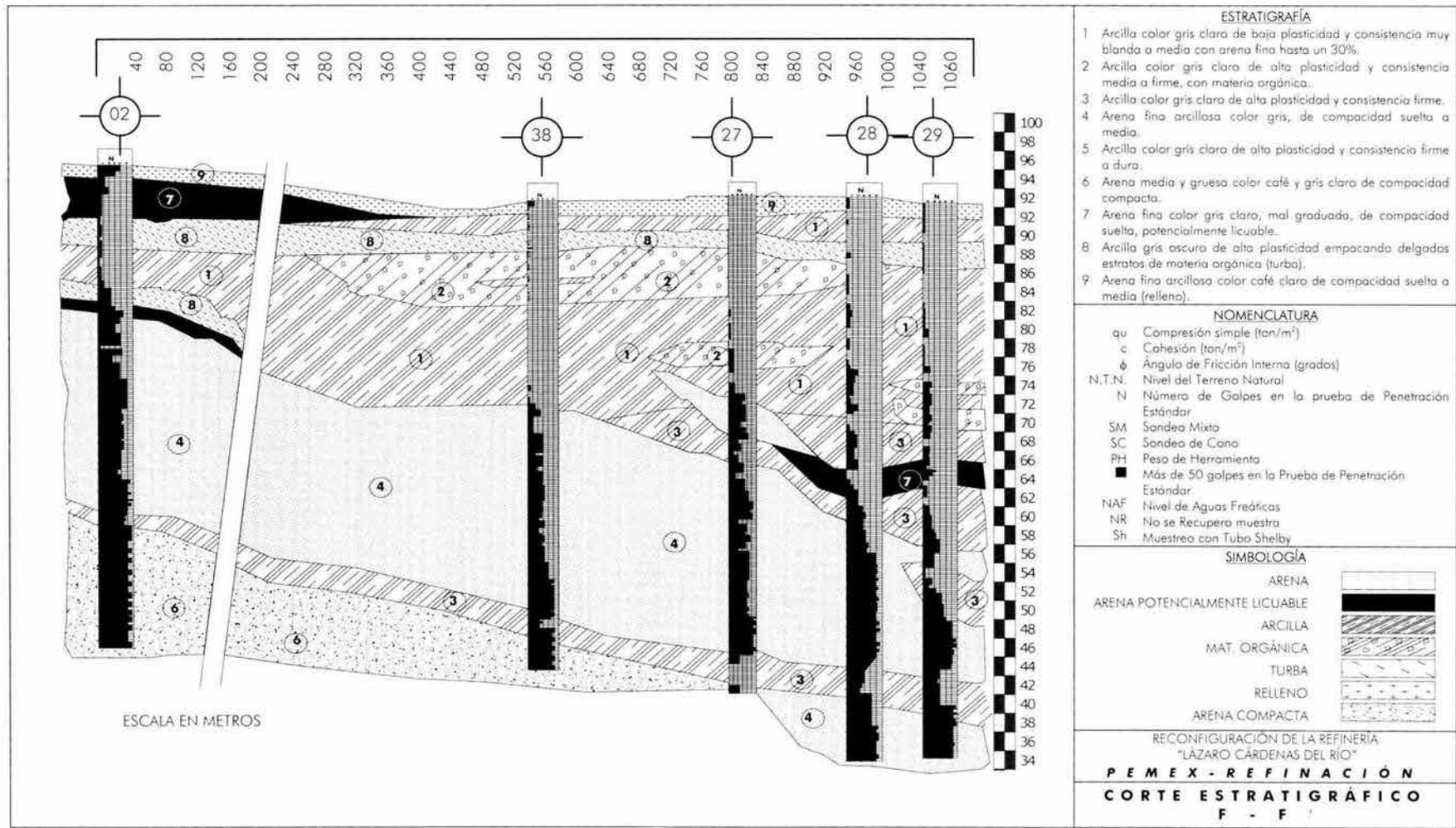


Figura 31. Corte estratigráfico F-F'

4.5. ANÁLISIS ESTRATIGRÁFICO

De acuerdo con la zonificación geotécnica de Minatitlán, Ver., las nuevas instalaciones se desplantarán en la denominada zona baja, que corresponde a las áreas de inundación y de pantano. El problema principal de esta zona son los asentamientos que sufren las cimentaciones superficiales o poco profundas. La estratigrafía del sitio esta formada por depósitos "costaneros", cuya heterogeneidad manifiesta es reflejo de procesos superpuestos de transporte y de sedimentación, y de periodos alternados en que los suelos emergían de las aguas o en que se encontraban bajo ellas. En estos depósitos es posible encontrar mayor heterogeneidad en aquellos que se han formado en el cordón litoral y en los de las áreas de la llanura de inundación, más frecuentemente sujeta a las variaciones del curso y del nivel de río.

En términos generales los cortes estratigráficos mostrados en las figuras 18-31, se pueden dividir en dos partes: Secuencia superior o reciente y Secuencia inferior o antigua. A continuación se hace una descripción de cada una de ellas.

Secuencia superior o reciente

Este depósito esta constituido por suelos aluviales de arenas de medias a finas, sueltas y saturadas; arcillas blandas de alta plasticidad; turbas y mezclas de arenas y arcillas poco consistentes. El nivel de aguas freáticas se encuentra a diferentes profundidades, que puede estar a nivel de la superficie y a 2 m de profundidad. El espesor de los aluviones varía de 10 a 30 m.

En esta secuencia es difícil establecer una estratigrafía tipo, debido a que de sondeo a sondeo varían los espesores de las capas, la alternancia de las mismas y las proporciones de las mezclas de los suelos; por otro lado es muy difícil generalizar sus propiedades físicas o mecánicas a toda la zona. La única generalización que se puede hacer, es que son suelos saturados, muy compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante.

Además los suelos cohesivos y los intermedios tienen muy poca estructura, y los suelos friccionantes son muy sueltos y por lo tanto inestables; si están saturados puede verse su resistencia seriamente disminuida bajo solicitaciones dinámicas; si están parcialmente saturados son colapsables ya que pueden manifestar una cohesión aparente por capilaridad que se pierde al saturarse.

Secuencia inferior o antigua

Esta zona subyace a la anterior y es considerada como la capa resistente. Dicha secuencia posiblemente esta conformada por depósitos de la formación Filisola, de arenas medias uniformes, muy compactas, y algunas veces alternadas con estratos de arcillas arenosas muy duras. Cabe mencionar que las arcillas arenosas en su parte superior están preconsolidadas, pero su consistencia es variable y su compresibilidad, aunque es baja, puede dar origen a

asentamientos bajo altas concentraciones de cargas, que desde el punto de vista de capacidad de carga pudieran no ser admisibles. Las arenas que subyacen a estas arcillas son, en cambio, de muy alta compacidad y se extienden con relativa uniformidad en espesores importantes, por lo que constituyen un magnífico apoyo de cimientos profundos.

Con base en la descripción anterior se deduce que, la secuencia superior o reciente es la que presenta mayores problemas. Por lo anterior es de esperar problemas de capacidad de carga y de asentamientos. Así mismo, debe tenerse presente, la variabilidad del subsuelo, tal como se mostró en las figuras 18-31; por lo cual sería recomendable hacer sondeos poco espaciados y exploraciones abundantes para obtener valores más representativos de sus propiedades mecánicas.

De acuerdo a Terzaghi y Peck, a medida que aumenta la complejidad del perfil del suelo, decrece rápidamente la utilidad de investigaciones elaboradas del subsuelo, además cuando el perfil del suelo es errático, los esfuerzos deben concentrarse no en la obtención de datos exactos relativos a las propiedades físicas de muestras aisladas del suelo, sino en obtener una información completa con respecto a la forma estructural del subsuelo. Lo anterior lleva a reflexionar lo siguiente, en el caso de la estratigrafía anteriormente descrita, antes que nada hay que delimitar las áreas de suelos más sueltos o de suelos más blandos y compresibles, para después concentrar la atención en la determinación de sus propiedades mecánicas.

5.
ANÁLISIS SÍSMICO

5. ANÁLISIS SÍSMICO

Como parte del proyecto que se está desarrollando para la ampliación y modernización de la Refinería "General Lázaro Cárdenas" de Minatitlán, Ver., el Instituto Mexicano del Petróleo y el Instituto de Geofísica de la UNAM realizaron un estudio del Peligro Sísmico en Minatitlán, Ver., con la finalidad de incrementar la confiabilidad, operatividad e integridad de las instalaciones existentes y futuras de Petróleos Mexicanos. En dicho estudio esta basado el desarrollo del presente capítulo.

5.1 GENERALIDADES

En las últimas tres décadas, las zonas de Coatzacoalcos y Minatitlán, Ver. se han vuelto centros importantes de la industria petrolera. Sísmicamente, la zona es activa. La región fue dañada durante el temblor de Jáltipan del 8 de agosto 1959 ($M 6.5$ ¹). Por esta razón, es necesario una estimación realista del riesgo sísmico en la planicie costera del Golfo de México, PCGM.

Cabe mencionar que los efectos de sitio en la región son importantes dadas las características de los sedimentos de baja velocidad y considerable profundidad, sin olvidar que durante el temblor de 1959 se presentaron importantes eventos de licuación de arenas.

Para estimar los efectos de sitio se instalaron tres sismógrafos portátiles en la zona de estudio y se hace uso de los registros sísmicos disponibles en la estación de banda ancha de Tuzandepetl, Ver., TUIG.

La ampliación de la Refinería se desarrollará hacia su lado oriente, sobre el estero de Santa Alejandrina. En el predio se distingue una zona alta (figura 10), la cual originalmente tenía la misma elevación que la parte baja, pero con el paso del tiempo ha sido rellenada con material producto del dragado del río Coatzacoalcos y por el depósito de materiales producto de la excavación y demolición de los trabajos de ampliación y construcción de distintas áreas de este complejo.

La parte baja del predio (figura 10) se encuentra prácticamente virgen y es parte de un ecosistema de pantano con crecientes en épocas de lluvia y descenso de los niveles de la laguna en tiempo de estiaje. Esta zona se caracteriza por una vegetación abundante.

¹ En el texto la letra M se refiere a magnitud

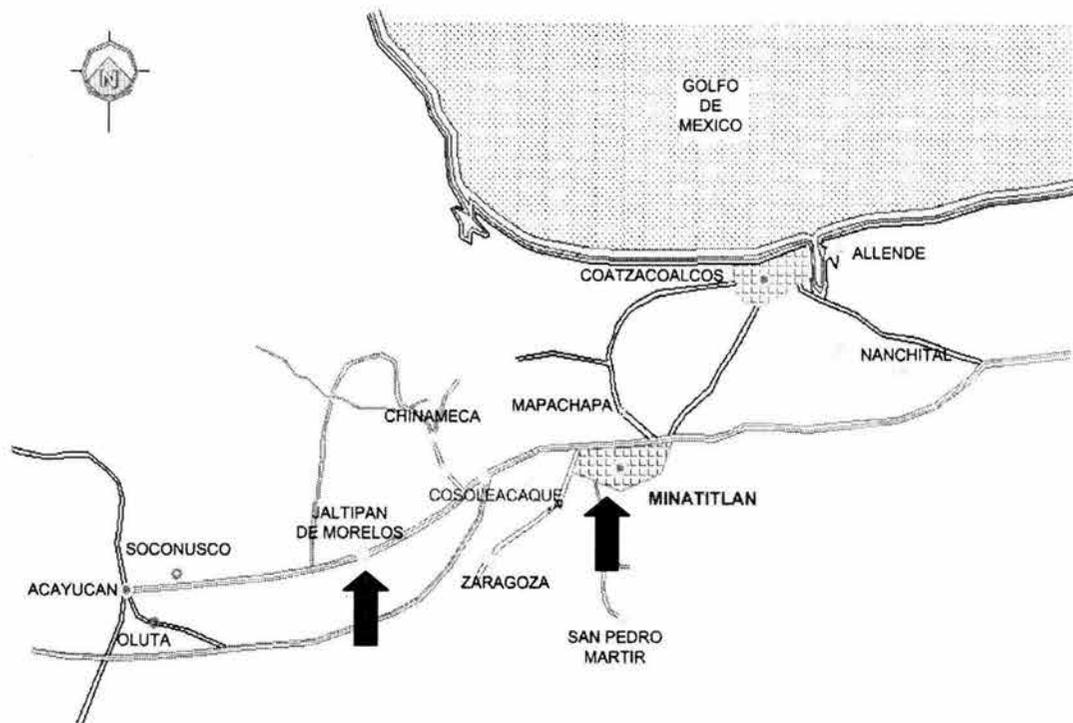


Figura 32
Mapa de localización general (Ordaz et al, 2000).

5.2. SISMICIDAD LOCAL

El sismo del 26 de agosto de 1959 destruyó una gran parte de las viviendas en la ciudad de Jáltipan cerca de Coatzacoalcos y Minatitlán, Ver. (figura 32), y causó severos daños en la región costera del sur de Veracruz. Muchos edificios colapsaron estructuralmente debido a fallas en su cimentación. Algunos de los efectos del sismo se atribuyeron a la licuación parcial de las arenas (Marsal, 1961). La intensidad en la escala modificada de Mercalli en estas ciudades fue de VIII.

Este sismo no es único, se reporta la ocurrencia de otro temblor ocurrido el 11 de enero de 1946 y sentido con una intensidad VII en la escala de Mercalli en Coatzacoalcos, Ver. y cuyo epicentro estaba al parecer cerca del sismo de 1959 (Figuroa, 1970).

La información que se tiene de la superficie y cercana a ella, de las alineaciones volcánicas, las elongaciones de las perforaciones y las secciones sísmicas de PEMEX, sugieren una falla normal activa en la región. Sin embargo, los mecanismos focales de

dos sismos regionales ocurridos el 21 de marzo de 1967 y el 26 de agosto de 1959, muestran una falla a una profundidad de aproximadamente 25 km.

El 6 de septiembre de 1997 fue registrado un sismo local (distancia ~42 km; M 4.4) en la estación de banda ancha de TUIG. Los registros del temblor en TUIG fueron tomados como funciones empíricas de Green para estimar los movimientos de un evento de M 6.5 en la cuenca Coatzacoalcos-Minatitlán, similar al temblor de Jáltipan de 1959. En la Figura 33 se muestra un ejemplo de las aceleraciones simuladas en la región epicentral, usando el sismo del 6 de septiembre de 1997 como función empírica de Green.

Es importante señalar que la estación TUIG está localizada aproximadamente a 25 km al sureste de Coatzacoalcos-Minatitlán. Por tanto, los resultados pueden considerarse aproximadamente válidos en la región para un sismo de magnitud 6.5 con la misma distancia focal, incluyendo el temblor de Jáltipan.

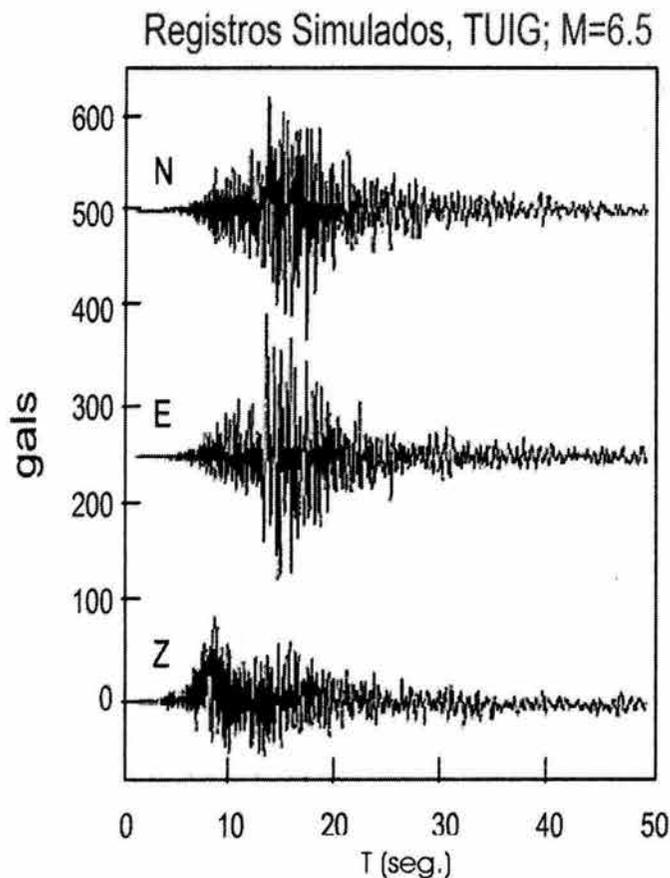


Figura 33
Ejemplo de las aceleraciones simuladas en la región epicentral, usando el sismo del 6 septiembre de 1997 como función empírica de Green (Ordaz et al, 2000).

5.3. ESTADO DE ESFUERZOS DE LA REGIÓN DE COATZACOALCOS Y MINATITLÁN

La tabla 2 enlista cinco sismos intraplaca con mecanismos focales conocidos, incluso el evento del 6 de septiembre de 1997, localizados cerca de la región de interés. Como se ha mencionado, la información que se tiene, para la región de la cuenca de Coatzacoalcos-Minatitlán sugiere una falla normal activa a pocos kilómetros

Tabla 2. Parámetros de los sismos localizados en la región (Ordaz et al, 2000).

| No. | Fecha | Localización | | Profundidad km | Magnitud M | Mecanismo Focal (proyección estereográfica) | | |
|-----|-----------------|--------------|-------|-------------------|---------------|--|---------------------|-----------------------|
| | | N | W | | | azimut | buzamiento | deslizamiento |
| 1 | Agosto 26, 1959 | 18.26 | 94.43 | 21 | 6.5 | $\phi = 102^\circ$ | $\delta = 32^\circ$ | $\lambda = 309^\circ$ |
| 2 | Marzo 11, 1967 | 19.17 | 95.95 | 26 | 5.7 | $\phi = 114^\circ$ | $\delta = 83^\circ$ | $\lambda = 145^\circ$ |
| 3 | Nov. 25, 1994 | 19.79 | 97.35 | 10 | 4.4 | $\phi = -81^\circ$ | $\delta = 47^\circ$ | $\lambda = 289^\circ$ |
| 4 | Junio 09, 1997 | 19.47 | 96.47 | 21 | 3.5 | $\phi = -154^\circ$ | $\delta = 65^\circ$ | $\lambda = 243^\circ$ |
| 5 | Sep. 06, 1997 | 18.08 | 94.47 | 30 | 4.5 | $\phi = 50^\circ$ | $\delta = 50^\circ$ | $\lambda = 165^\circ$ |

Dewey y Suárez (1991) sugieren que el régimen compresional en la parte media y profunda en la cuenca de Coatzacoalcos-Minatitlán, puede ser una consecuencia de un fuerte acoplamiento a lo largo de la interplaca donde la cordillera de Tehuantepec subduce debajo de México. En ese caso, la subducción difiere de muchas otras cordilleras.

Lo anterior justifica la creación de una nueva provincia, a la cual hemos llamado Istmo norte (Provincia petrolera, figura 41), dentro de la cual los sismos son asociados a una tectónica especial, además de que la costa del Golfo de México, entre los estados de Veracruz y Tabasco, muestra un nivel relativamente alto de sismicidad comparado con el resto de la cuenca, con un número notable de sismos en la parte norte y central del Istmo de Tehuantepec.

5.4. ESTRUCTURA CORTICAL DE LA REGIÓN

Mediante exploraciones llevadas a cabo por PEMEX al sur y cerca de Coatzacoalcos se obtuvo la velocidad de Onda P, $V_p = 2.5$ km/seg para la corteza poco profunda (1.8 km de espesor), la cual yace sobre otra capa de velocidad $V_p = 4.25$ km/seg y de espesor desconocido, pero excede la profundidad de 3.4 km

Shapiro et al (1998) fijaron los valores dados por PEMEX para el espesor de la primera capa y los valores de V_p , para la primera y segunda capa. Las velocidades de onda cortante V_s , que se tomaron son de 1.4 km/seg y 2.4 km/seg para la primera y segunda capa, respectivamente. El modelo de la corteza se presenta en la tabla 3.

Tabla 3.- Modelo Cortical (Ordaz et al, 2000).

| Capa | Espesor km | Velocidad de onda P α , km/seg | Velocidad de onda S β , km/seg | Densidad gr/cm ³ |
|------|------------|---------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 1 | 1.8 | 2.5 | 1.4 | 2.70 |
| 2 | 15.6 | 4.25 | 2.4 | 2.80 |
| 3 | ∞ | 6.5 | 3.75 | 2.85 |

5.5. AMPLIFICACIÓN DE LAS ONDAS SÍSMICAS EN EL SITIO

El modelo de la corteza en la Tabla 3 sugiere una amplificación de las ondas sísmicas a frecuencias bajas. Por otro lado, las mediciones en pozos en el área de interés sugieren velocidades de onda S de 80 m/seg cerca de la superficie, aumentando a 400 m/seg a una profundidad de 60 m, figura 13. Es de esperarse que estas bajas velocidades causen grandes amplificaciones a frecuencias altas. La manera ideal para estimar el efecto de sitio es registrar temblores en el sitio de interés y en otro sitio cercano situado en roca firme. Desafortunadamente, no hay afloramiento de roca firme cerca de Minatitlán. Por esta razón, fue necesario estimar la amplificación usando el cociente espectral de componente horizontal vs. vertical (H/Z).

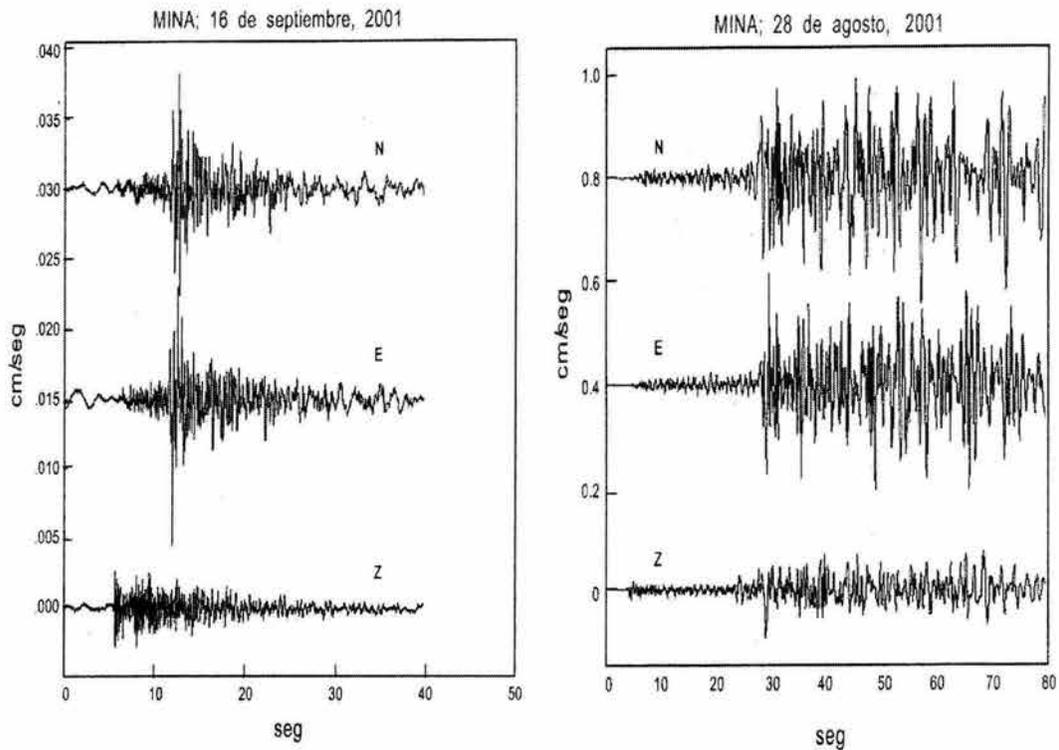
Para llevar a cabo el estudio de la amplificación, se instalaron dos sismógrafos portátiles Reftek, dentro de la Refinería "Lázaro Cárdenas". Otro sismógrafo de las mismas características fue instalado a una distancia de 8 km del sitio de interés. Dos eventos fueron registrados por uno de los sismógrafos situado dentro de la refinería, uno local (16 de septiembre, 2001, distancia hipocentral ~48 km) y otro regional (28 de agosto, 2001; M 5.3; H=77 km, distancia epicentral 226 km). Las Figuras 34 y 35 muestran los sismogramas respectivos. El mediano del cociente H/Z (figura 36), define la amplificación espectral del sitio. Se pueden notar dos máximos relacionados con $f=0.85$ Hz y $f=4$ Hz. La amplificación alcanza un valor superior a 4.

La tabla 4 es un modelo del subsuelo en el sitio de interés, obtenido a partir de la tabla 3 y la figura 13.

Cabe mencionar que los cálculos del peligro sísmico incluyendo el efecto de sitio están basados en la amplificación observada.

Tabla 4.- Modelo idealizado del subsuelo abajo del sitio (Ordaz et al, 2000).

| | Vs m/s | Densidad gr/cm ³ | Espesor m | Amortiguamiento |
|--------------------|--------|-----------------------------|-----------|-----------------|
| Estrato 1 | 80 | 1.7 | 4 | 0.035 |
| Estrato 2 | 220 | 1.9 | 60 | 0.035 |
| Semiespacio | 1400 | 2.7 | - | 0.020 |



Figuras 34 y 35.
Sismogramas de dos temblores locales registrados en la Refinería "Lázaro Cárdenas" de Minatlán. La estimación del efecto del sitio se obtiene a partir del cociente espectral de las componentes horizontales vs. las componentes verticales (Ordaz et al, 2000).

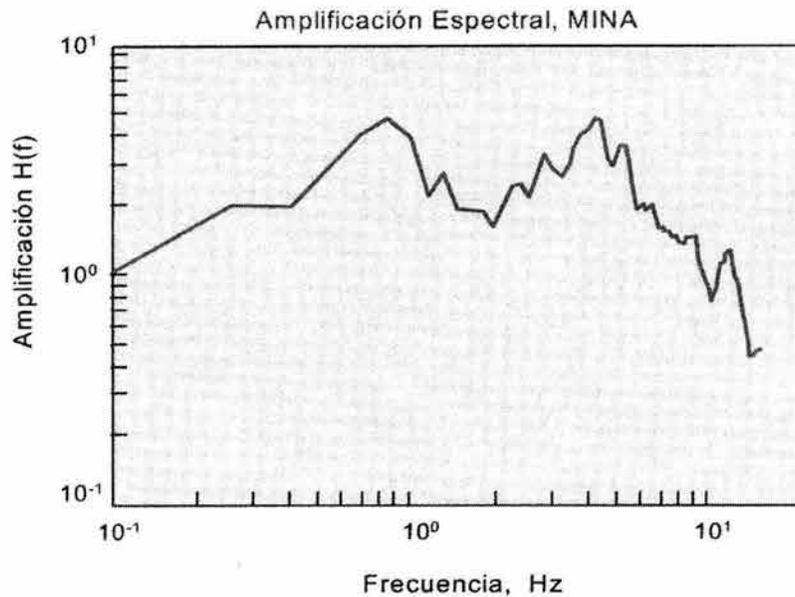


Figura 36.
Amplificación mediana de las ondas S en el sitio de interés debido al efecto local (Ordaz et al, 2000).

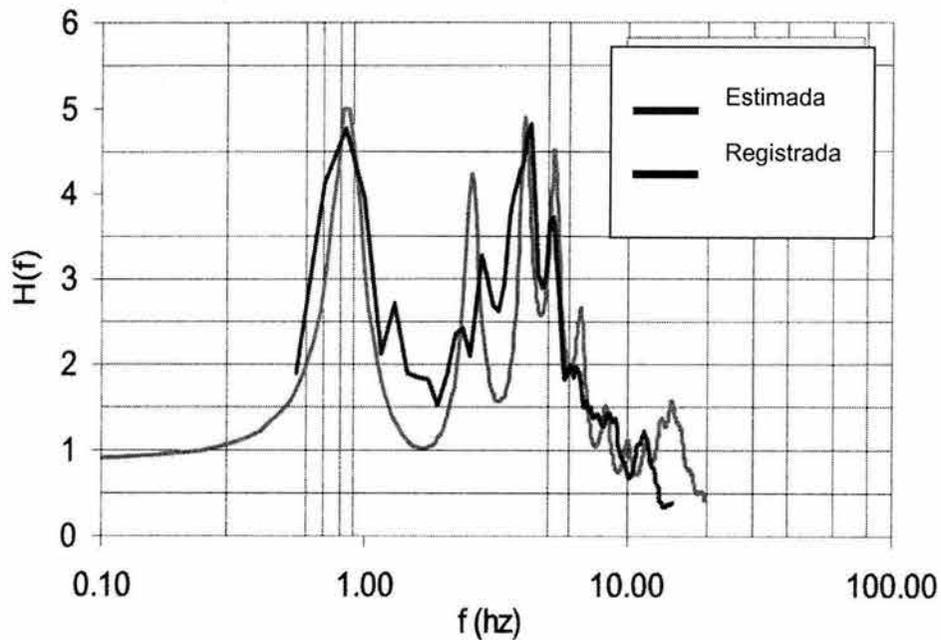


Figura 37. Comparación de la amplificación observada con la obtenida mediante el modelo de la tabla 4, ante la excitación de onda (Ordaz et al, 2000).

5.6 PELIGRO SÍSMICO Y ESPECTROS DE DISEÑO

La determinación de espectros de diseño involucra la determinación del peligro sísmico en el sitio de interés.

El peligro sísmico se cuantifica en términos de los periodos de retorno (o sus inversos, las tasas de excedencia) de intensidades sísmicas relevantes en el comportamiento de las estructuras.

La tasa de excedencia de una intensidad sísmica se define como el número medio de veces, por unidad de tiempo, en que el valor de esa intensidad sísmica es excedido.

Es posible determinar el peligro sísmico contando las veces en que se han excedido los valores dados de intensidad en el sitio de interés. Sin embargo, la determinación directa rara vez se puede hacer porque no se dispone de catálogos completos de las aceleraciones que han producido en un sitio los sismos pasados. Por lo anterior, resulta necesario calcular el peligro sísmico de manera indirecta. Para ello, se evalúa primero la tasa de actividad sísmica en las fuentes generadoras de temblores, y después se integran los efectos que producen, en un sitio dado, los sismos que se generan en la totalidad de las fuentes.

Cálculo de Peligro Sísmico

Conociendo la sismicidad de las fuentes generadoras y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, incluyendo los efectos de la geología local, puede calcularse el peligro sísmico considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura.

El peligro $v(Sa)$, expresado en términos de las tasas de excedencia de intensidades Sa , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$v(Sa) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{ui}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} Pr(SA > Sa | M, R_i) dM$$

donde

| | |
|----------------|---|
| $v(Sa)$ | Peligro sísmico |
| N | Número de fuentes sísmicas |
| M_i | Magnitud del sismo |
| M_0 | Mínima magnitud relevante |
| M_{ui} | Máxima magnitud que puede generarse en una fuente |
| $\lambda_i(M)$ | tasas de actividad de las fuentes sísmicas |
| Pr | Probabilidad |
| Sa | Tasa de excedencia de intensidades base |
| SA | Tasa de excedencia máxima |
| R_i | Distancia focal entre la i -ésima fuente (km) |

la sumatoria abarca la totalidad de las fuentes sísmicas, N , y $Pr(SA > Sa | M, R_i)$ es la probabilidad de que la intensidad exceda un cierto valor, dadas la magnitud del sismo, M , y la distancia entre la i -ésima fuente y el sitio, R_i . Las funciones $\lambda_i(M)$ son las tasas de actividad de las fuentes sísmicas. La integral se realiza desde M_0 hasta M_{ui} , lo que indica que se toma en cuenta, para cada fuente sísmica, la contribución de todas las magnitudes.

El peligro sísmico se expresa, entonces, en términos de la tasa de excedencia de valores dados de intensidad sísmica. Como se ha indicado, en este trabajo la intensidad sísmica, Sa , se mide con las ordenadas del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones para 5 por ciento del amortiguamiento crítico y el periodo natural de vibrar de la edificación de interés, T .

Resultados para Minatitlán, en roca

En la figura 38 se presenta la tasa de excedencia de la aceleración máxima del suelo para el sitio en cuestión, sin incluir todavía los efectos de sitio. Se muestran, además, las tasas asociadas a las fuentes sísmicas (provincia petrolera, profundos de Chiapas,

intraplaca someros, profundidad intermedia centro y este, subducción o costeros (figuras 39, 40 y 41).

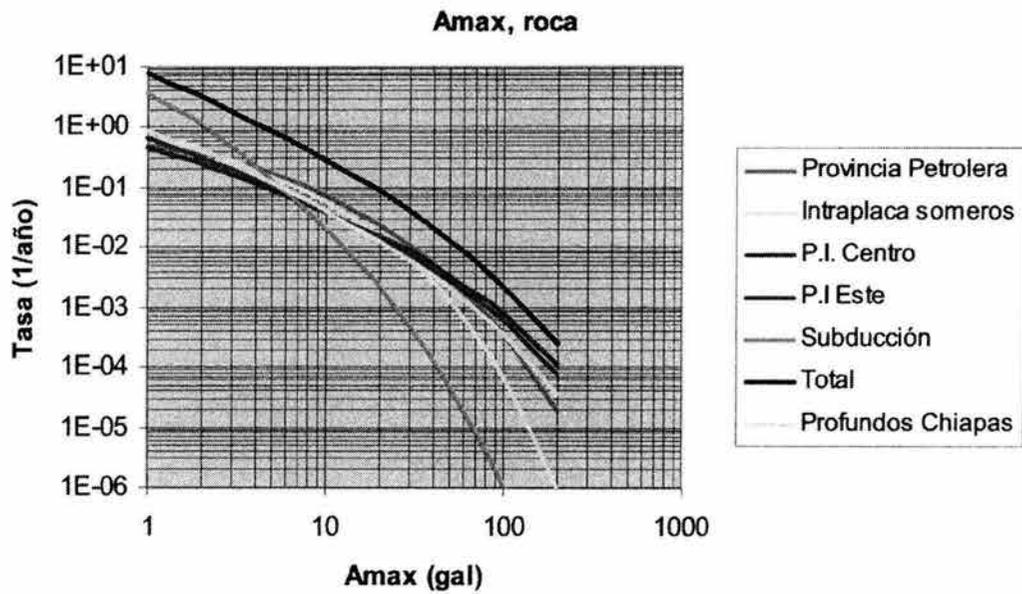


Figura 38.
Tasa de excedencia de la aceleración máxima del suelo en Minatitlán, para sitios desplantados en roca (Ordaz et al, 2000).

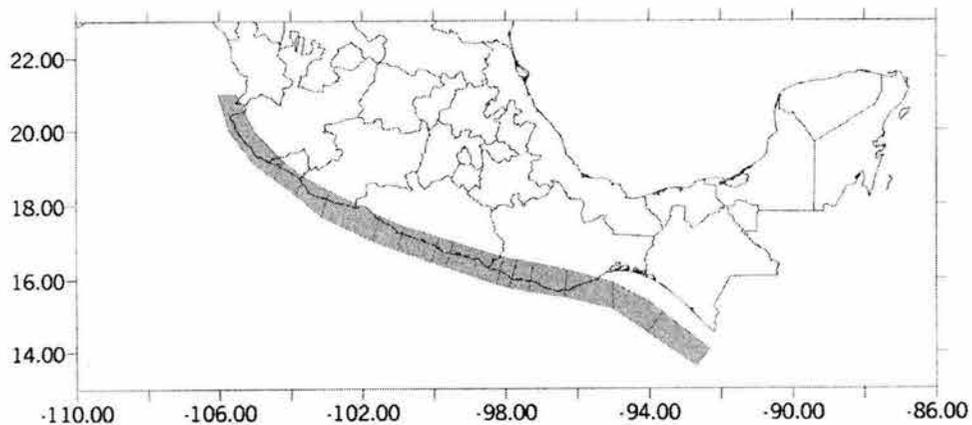


Figura 39.
Fuentes generadoras de sismos costeros (Ordaz et al, 2000).

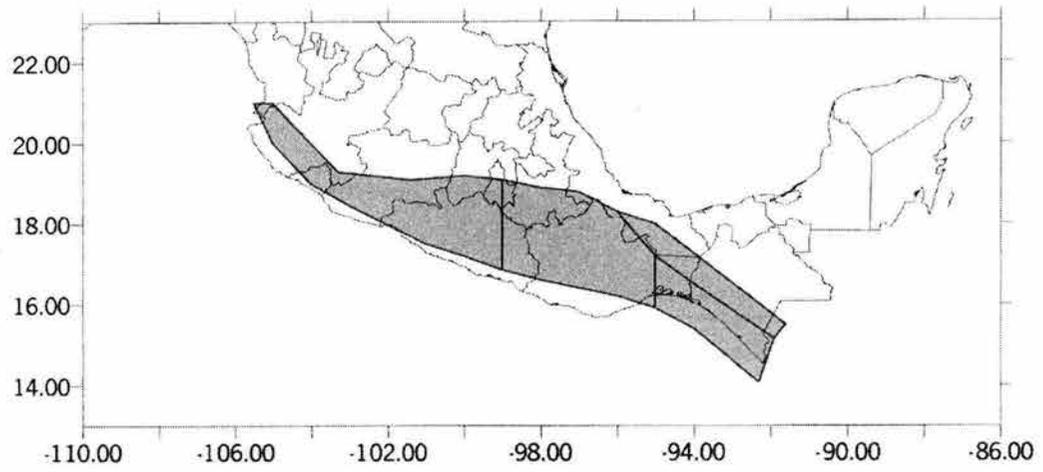


Figura 40.
Fuentes generadoras de sismos de profundidad intermedia (Ordaz et al, 2000).

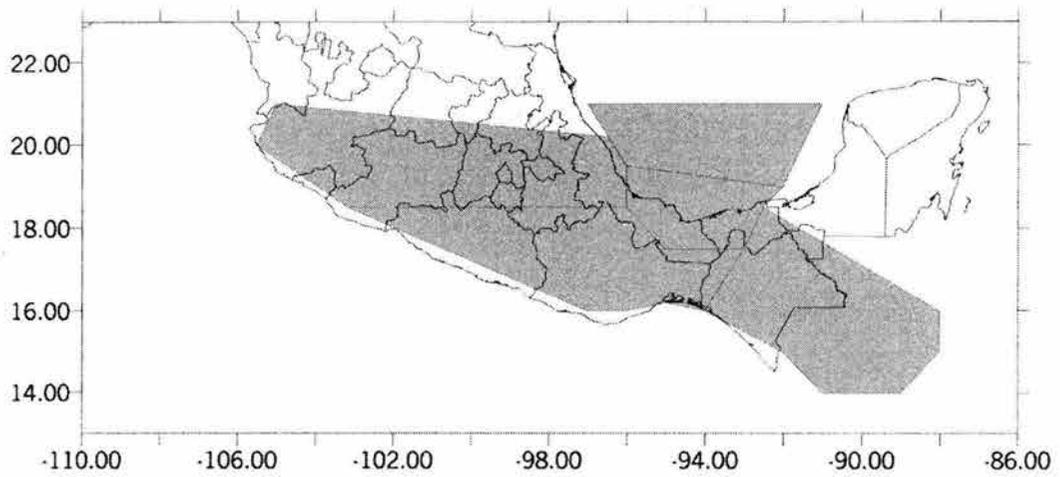


Figura 41.
Fuentes generadoras de sismos someros intraplaca (Ordaz et al, 2000).

Para este estudio se calcularon tasas de excedencia tanto para la aceleración máxima del suelo como para ordenadas espectrales entre 0 y 3 s (figura 38).

Al seleccionar los valores correspondientes a 50, 100, 500 y 1000 años de periodo de retorno en las diferentes curvas se obtienen los llamados espectros de peligro uniforme, es decir, aquellos cuyas ordenadas están todas asociadas al mismo periodo de retorno. Estos espectros, todavía para sitios en roca, se presentan en la figura 42.

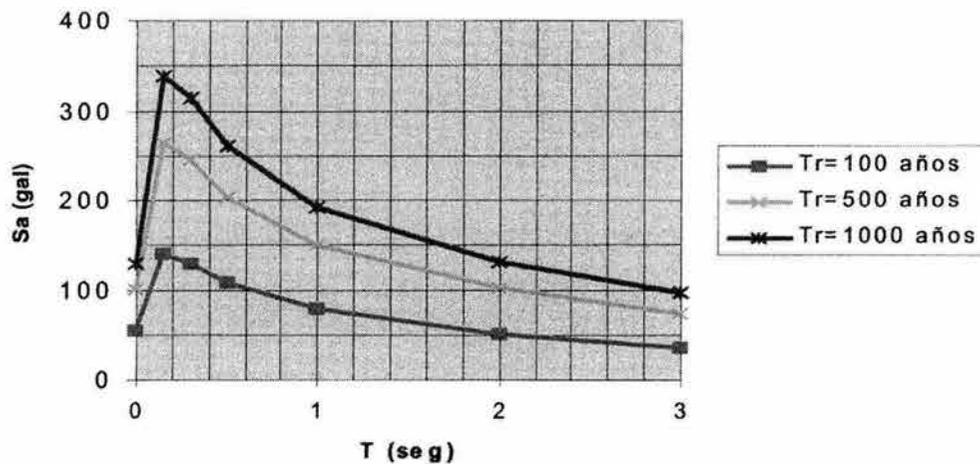


Figura 42.
Espectros de peligro uniforme en roca (Ordaz et al, 2000).

Resultados Incluyendo los efectos de sitio

La inclusión de los efectos de sitio se llevó a cabo de la siguiente manera: A partir de los espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno obtenidos, se determinaron sus correspondientes densidades espectrales de potencia. Las densidades espectrales correspondientes, $G(f)$, se presentan en la figura 43:

Una vez determinadas las densidades de potencia en roca, $G(f)$, la inclusión de los efectos de sitio es directa: basta multiplicar las densidades espectrales por las funciones de amplificación que se determinaron con anterioridad ($f = 0.85$ Hz y $f = 4$ Hz), elevadas al cuadrado:

$$G_s(f) = G(f) H^2(h)$$

Donde $G_s(f)$ es la densidad espectral del movimiento ya amplificado por los efectos de sitio. Las densidades así calculadas se presentan en la figura 44.

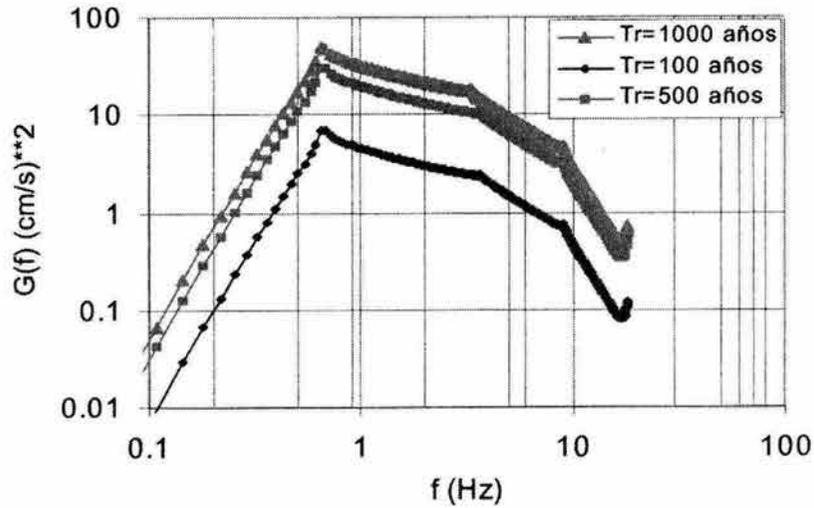


Figura 43.
Densidades espectrales de potencia representativas de los movimientos del suelo asociados a diversos periodos de retorno (roca) (Ordaz et al, 2000).

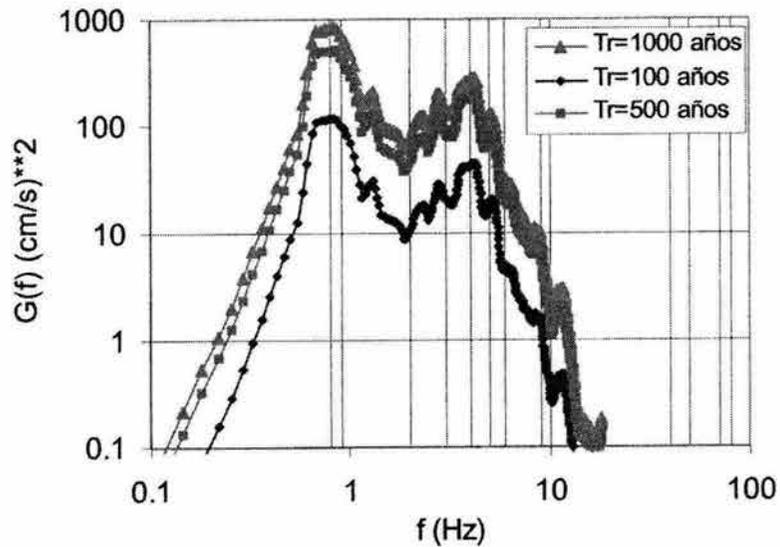


Figura 44.
Densidades espectrales de potencia representativas de los movimientos del suelo asociados a diversos periodos de retorno, incluyendo efectos de sitio (Ordaz et al, 2000).

Se obtienen los espectros de peligro uniforme asociados a 50, 100, 500 y 1000 años, incluyendo ahora sí los efectos de sitio; estos se presentan en las figuras 45 (aceleración) y 46 (desplazamiento):

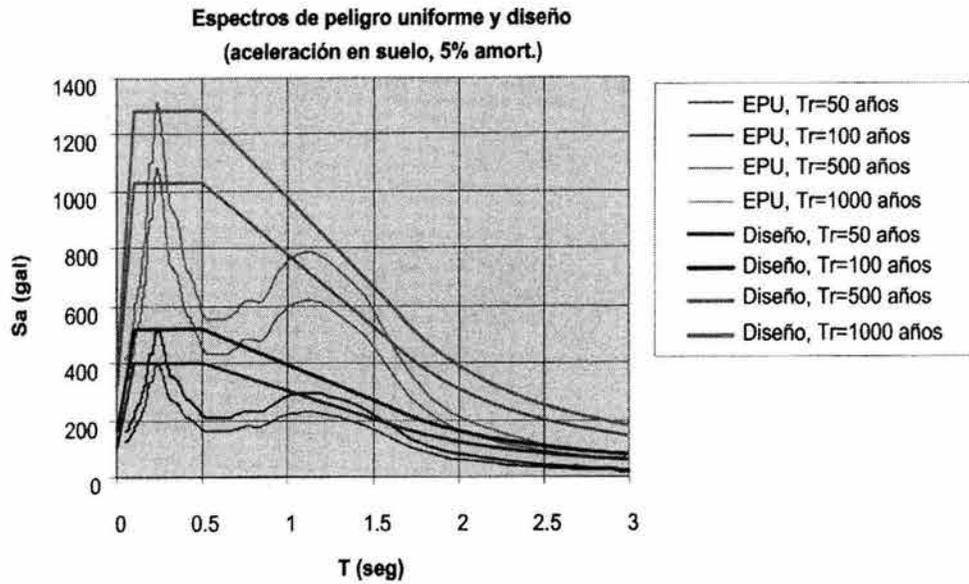


Figura 45.
Espectros de peligro uniforme y diseño (aceleración), incluyendo efectos de sitio para Minatitlán (Ordaz et al, 2000).

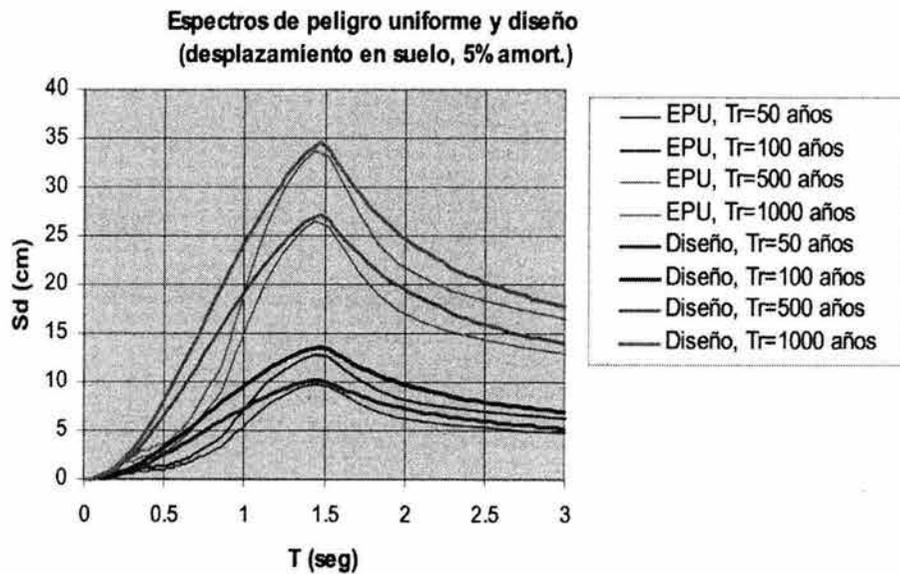


Figura 46.
Espectros de peligro uniforme y diseño (desplazamiento), incluyendo efectos de sitio, par Minatitlán (Ordaz et al, 2000).

La selección de un valor de diseño depende de la importancia de la obra. Es práctica común en nuestro país utilizar como valor de diseño para estructuras de cierta importancia el asociado a 500 años de periodo de retorno. Los parámetros A_0 , T_a , T_b , T_c , C_a , C_b y C_c para 50, 100, 500 y 1000 años de periodo de retorno, se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5. Parámetros de los espectros de diseño recomendados (Ordaz et al, 2000).

| Parámetro /Tr | 50 años | 100 años | 500 años | 1000 años |
|----------------------|----------------|-----------------|-----------------|------------------|
| Ta (seg) | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 |
| Tb(seg) | 0.50 | 0.50 | 0.50 | 0.50 |
| Tc(seg) | 1.60 | 1.60 | 1.60 | 1.60 |
| A0(gal) | 100 | 160 | 320 | 400 |
| Ca(gal) | 400 | 520 | 1040 | 1300 |
| Cb(gal) | 400 | 520 | 1040 | 1300 |
| Cc(gal) | 180 | 240 | 480 | 610 |
| k | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

El factor de importancia de 1.5, comúnmente usado en los reglamentos mexicanos, tiene por objeto el que las estructuras importantes se diseñen para resistir cargas sísmicas con un periodo de retorno mayor al que se usa para estructuras normales.

Desde este punto de vista, y de acuerdo con las prácticas mexicanas recientes, es razonable utilizar el espectro de diseño correspondiente a 500 años de periodo de retorno sin utilizar un factor adicional de 1.5, puesto que los espectros usados para estructuras normales corresponden generalmente a periodos de retorno menores.

En la figura 47 se muestran las probabilidades de exceder el valor de diseño de acuerdo al periodo de retorno seleccionado para el diseño de estructuras con una vida útil de 50 años.

Así, para $T_r = 500$ años y una vida útil de la estructura de 50 años, la probabilidad de interés vale aproximadamente 10 %. Esta probabilidad de excedencia no es despreciable. Por esta razón, no se recomienda usar un espectro menor al que corresponde a 500 años de periodo de retorno.

En la figura 48 se presenta la relación entre el periodo de retorno, T_r , la vida útil de diseño y la probabilidad de exceder el valor de diseño (coeficiente sísmico).

En vista de la importancia de la obra, se recomienda que el espectro de diseño sísmico, utilizado tanto para revisar la seguridad estructural de la obra como para evaluar el potencial de licuación de los depósitos de suelo, no sea menor al espectro asociado a 500 años de periodo de retorno, siendo éste el mostrado en la figura 49.

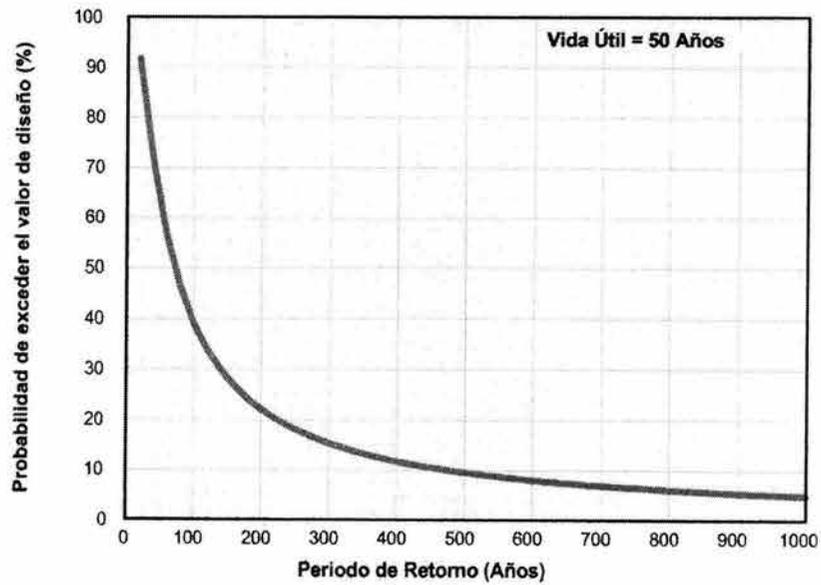


Figura 47. Probabilidad de exceder el valor de diseño asociada al periodo de retorno (Ordaz et al, 2000).

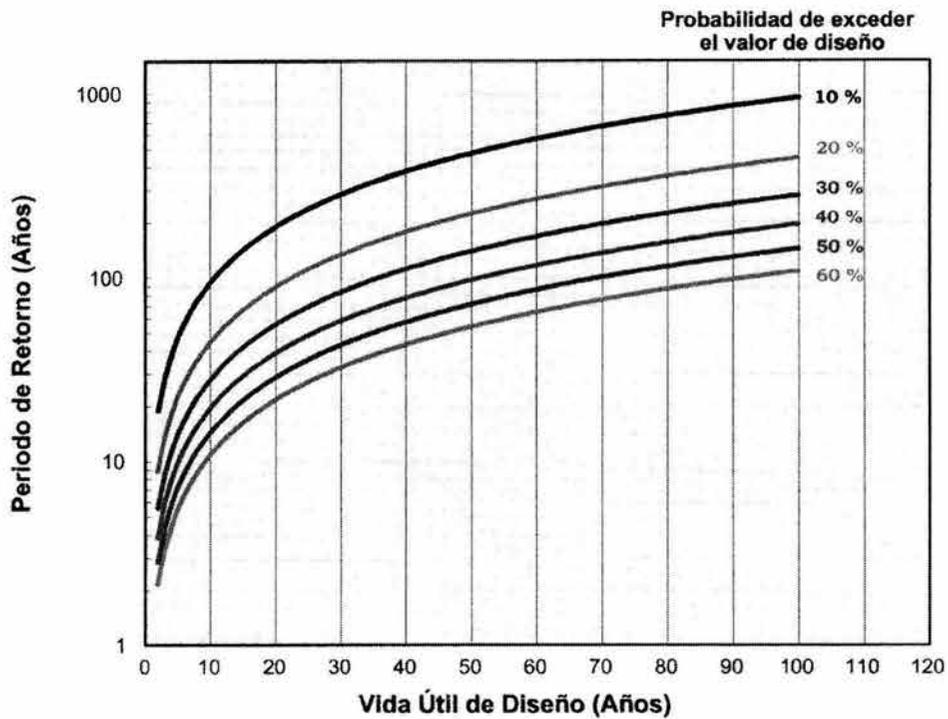


Figura 48. Relación entre el periodo de retorno, T_r , la vida útil de diseño y la probabilidad de exceder el valor de diseño (Ordaz et al, 2000).

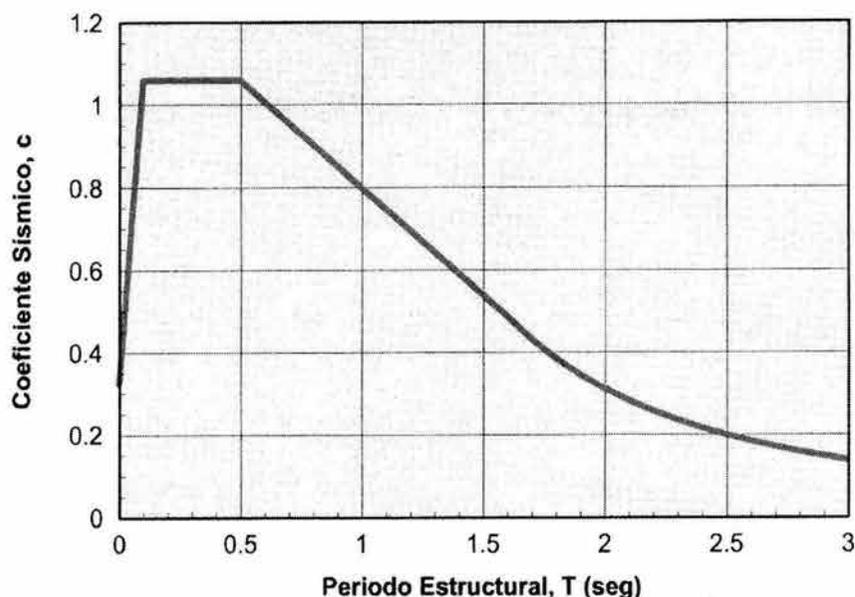


Figura 49.
Espectro de diseño sísmico recomendado para un periodo de retorno de 500 años (Tabla 5) (Ordaz et al, 2000).

5.7 CONCLUSIONES

Se ha examinado el peligro sísmico de la refinería "Gral. Lázaro Cárdenas" de Minatitlán, Ver., tomando en cuenta las contribuciones de todas las fuentes potencialmente dañinas. Se han calculado curvas de tasa de excedencia para diferentes intensidades, a partir de las cuales se han determinado espectros de peligro uniforme, mismos que son la base para recomendar espectros de diseño.

El análisis muestra que la máxima contribución al peligro sísmico del sitio proviene de sismos someros intraplaca, tal como el ocurrido en Jáltipan en 1959. En segundo lugar aparece la contribución de los temblores de falla normal y profundidad intermedia. La contribución de los sismos costeros de subducción es despreciable.

Dadas las características del subsuelo se ha observado que las condiciones locales de sitio tienen un efecto significativo en las amplificaciones espectrales, las cuales alcanzan un valor superior a 4 (figuras 36 y 37). En consecuencia, en los espectros de peligro uniforme y de diseño de la figura 45 se aprecia claramente la amplificación sufrida con relación a los espectros de peligro uniforme en roca de la figura 42.

Considerando la importancia de las obras para la ampliación y modernización de la Refinería de Minatitlán, Ver., se recomienda que el espectro de diseño sísmico utilizado en el diseño de las estructuras e instalaciones, así como para evaluar el potencial de licuación de los depósitos de suelo, no sea menor al espectro asociado a 500 años de periodo de retorno; al cual corresponde una probabilidad aproximada al 10 % de exceder el valor de diseño. El espectro de diseño sísmico recomendado se muestra en la figura 49 y está asociado a los parámetros de la tabla 5.

De acuerdo con las prácticas mexicanas recientes, es razonable utilizar el espectro de diseño correspondiente a 500 años de periodo de retorno sin utilizar un factor adicional de 1.5, puesto que los espectros usados para estructuras normales corresponden generalmente a periodos de retorno menores. El factor de importancia de 1.5, comúnmente usado en los reglamentos mexicanos para estructuras clasificadas dentro del grupo A, tiene por objeto el que las estructuras importantes se diseñen para resistir cargas sísmicas con un periodo de retorno mayor al que se usa para estructuras normales.

Para la evaluación de la susceptibilidad a la licuación de los estratos arenosos del subsuelo deben cuantificarse directamente en los estudios geotécnicos del sitio, para lo cual se recomienda utilizar el valor de **Amax de 190 gals**. Estos efectos pueden ser muy importantes dados los antecedentes del sismo de agosto de 1959.

6.
EVALUACIÓN DEL
POTENCIAL DE LICUACIÓN

6. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

La capacidad de destrucción de un sismo es acrecentada cuando se produce el fenómeno de licuación de arenas, el cual muchas veces ha sido ignorado al momento de diseñar y construir todo tipo de estructuras, sin embargo, cuando se presenta este fenómeno, la resistencia del suelo puede disminuir hasta una décima parte, y la capacidad del suelo para soportar la cimentación de las estructuras, se reduce drásticamente.

Dicho fenómeno ha sido estudiado en los últimos 40 años por diversos especialistas después de los desastrosos sismos en Alaska y en Niigata, Japón en 1964 (figuras 50 y 52), más recientemente en Venezuela (figura 51) en 1985 y Kobe en 1995, etc.



Figura 50.
Niigata, 1964

En México, el primer caso documentado corresponde al terremoto de Jáltipan, Ver., que ocurrió el 26 de agosto de 1959, después en Chiapa de Corzo en 1975, Lázaro Cárdenas en 1976, Mexicali, B.C.N. en 1980, Lázaro Cárdenas nuevamente en 1985 y más recientemente en Manzanillo en 1995.

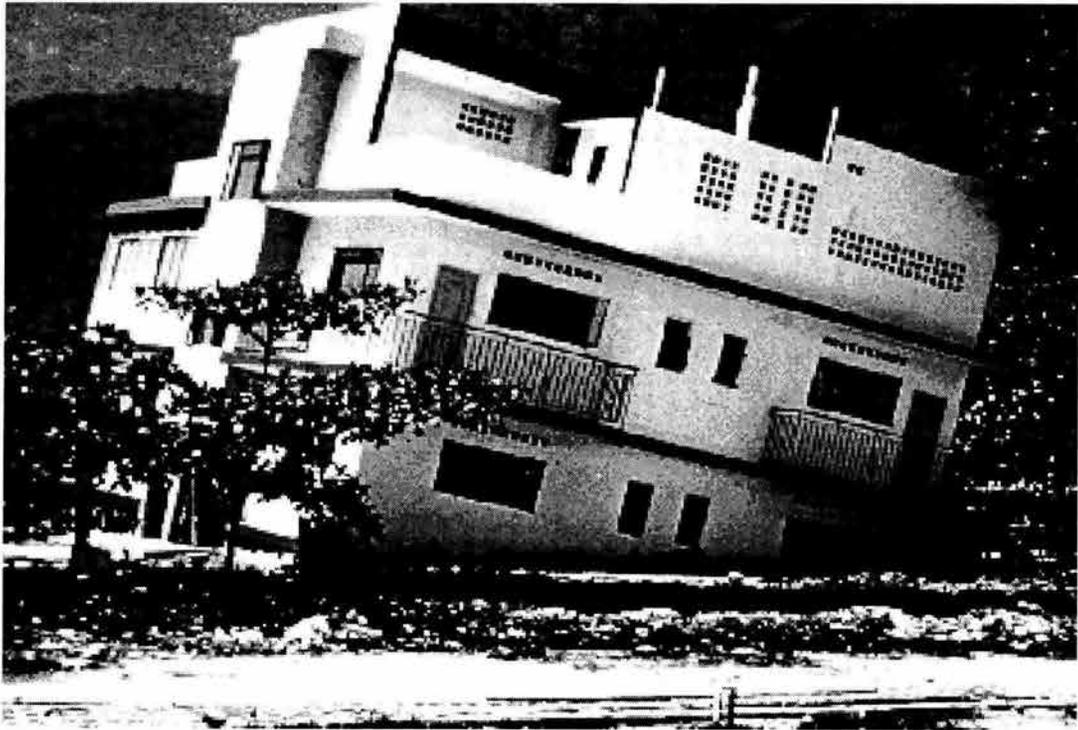


Figura 51.
Venezuela, 1964



Figura 52.
Niigata, 1964

6.1 LICUACIÓN DE ARENAS

La licuación se define como la transformación de un material granular de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia del incremento de la presión de poro y la reducción del esfuerzo efectivo (Marcuson 1978). Esto es, cuando el espacio entre las partículas del suelo está completamente lleno de agua, ésta ejerce una presión entre ellas. La presión de poro determina qué tanto contacto existe entre partículas. Ante la excitación de un sismo la presión de poro puede aumentar al grado de separar las partículas, y un suelo licuado se deforma presentando poca o nula resistencia al corte.

La licuación ocurre únicamente en suelos granulares saturados, principalmente en arenas. Las gravas son mucho menos susceptibles a licuarse, sin embargo en Valdez Alaska en 1964 hubo licuación en gravas arenosas (Seed, 1968).

La factibilidad para que un suelo se licue, depende primordialmente de lo suelto que esté, de la cantidad de cementante o arcilla entre las partículas y de que tan restringido sea el drenaje. La cantidad de deformación que sigue a la licuación depende de la compacidad del suelo, de la profundidad, del espesor y extensión en área del estrato licuado, de la pendiente del terreno y de la distribución de cargas aplicadas por construcciones y otras estructuras.

Entre las acciones dinámicas que pueden desencadenar la licuación se encuentran los movimientos sísmicos, las explosiones e hincado de pilotes; y una vez iniciado el fenómeno, la resistencia del suelo disminuirá de tal forma, que no será capaz de soportar los esfuerzos estáticos que actuaban antes de que el suelo fuera perturbado.

Una de las características de todas las fallas debidas a licuación es que el estado de las arenas que la sufren se considera "suelto" en cualquier tipo de clasificación, ya sea basado en resultados de pruebas de penetración (SPT o CPT) o con base en su densidad relativa. Una vez inducida la falla, la arena se deforma hasta que el esfuerzo cortante actuante en ella queda reducido a valores muy bajos. En todos los casos hay una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante en el suelo que no es recuperada con el incremento de la deformación, es decir, hay un reblandecimiento del suelo que no es seguido de una recuperación de la rigidez del mismo, lo que sí sucede en el fenómeno de la movilidad cíclica.

La movilidad cíclica es un fenómeno similar a la licuación, la cual tiene en común con la primera, que se presenta en arenas saturadas y se desarrolla con el incremento de presión de poro en donde no existe cambio de volumen del suelo, por esa razón, suelen estudiarse conjuntamente.

Es importante distinguir entre ambos fenómenos porque la licuación se desarrolla únicamente en arenas sueltas, pero la movilidad cíclica puede ser inducida en el laboratorio hasta en las arenas más densas. En la movilidad cíclica, el aumento en las deformaciones es gradual cada vez que el suelo se somete a un ciclo de carga y descarga. Esta puede presentarse en arenas sueltas y densas, pero el hecho de que se presente la movilidad cíclica no supone la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante, lo que sí sucede en la licuación

6.2 CRITERIOS PARA DETERMINAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN

Criterio Geológico

El proceso geológico mediante el cual un depósito de suelo fue formado puede determinar que tan susceptible es un suelo a la licuación. Los suelos más susceptibles son los suelos saturados formados mediante un proceso de sedimentación en ríos y lagos (suelos aluviales), rellenos o suelos producto de la erosión (suelos coluviales), suelos conformados por la acción del viento (suelos eólicos) y rellenos mal compactados

Criterio Histórico

La observación del comportamiento del suelo durante sismos que se hayan presentado anteriormente brinda una importante fuente de información sobre la susceptibilidad a la licuación. Si antes tuvieron licuación, es factible que la vuelvan a experimentar.

Criterio Composicional

La susceptibilidad a la licuación depende del tipo de suelo. En forma general, se puede decir que los suelos cohesivos no son susceptibles a la licuación, e históricamente, las arenas eran consideradas como las únicas capaces de licuarse, pero la licuación ha sido observada también en gravas y limos.

Los suelos granulares uniformes, son más susceptibles a licuarse que un suelo con un rango de tamaño de partículas más amplio. Así mismo, un depósito con partículas angulosas presenta mayor resistencia a la licuación que uno con partículas redondeadas.

Criterio De Estado

El "estado" inicial de un suelo, está definido por su densidad y los esfuerzos efectivos a los que se ve sujeto al momento en el que se le aplica rápidamente una carga. A un nivel dado de esfuerzos efectivos, los suelos, en estado suelto son más susceptibles a licuarse que los densos. Para una densidad dada, los suelos sometidos a esfuerzos efectivos altos, son más susceptibles a licuarse que aquellos que se encuentran sometidos a esfuerzos efectivos bajos.

6.3 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

En 1964, los profesores H.B. Seed y I.M. Idriss desarrollaron y publicaron una metodología llamada el "procedimiento simplificado" para evaluar la resistencia del suelo a la licuación. Este procedimiento se ha convertido en una práctica general en gran parte del Mundo. Dicha metodología, ha sido modificada y mejorada periódicamente desde entonces. En 1996 fue convocado un taller patrocinado por el Centro Nacional para la Investigación de Ingeniería Sísmica (NCEER) para revisar los

desarrollos de los últimos 10 años. El propósito era estandarizar y actualizar las modificaciones al procedimiento simplificado.

Entre los temas que fueron revisados se encuentra el criterio basado en la prueba de penetración estándar, el cuál se empleará en el análisis para estimar el potencial de licuación de arenas.

Es necesaria la estimación de dos variables para evaluar la resistencia a la licuación de los suelos: la demanda sísmica en un estrato del suelo, expresada en términos de CSR, y la capacidad del suelo de resistir la licuación, expresada en términos de CRR.

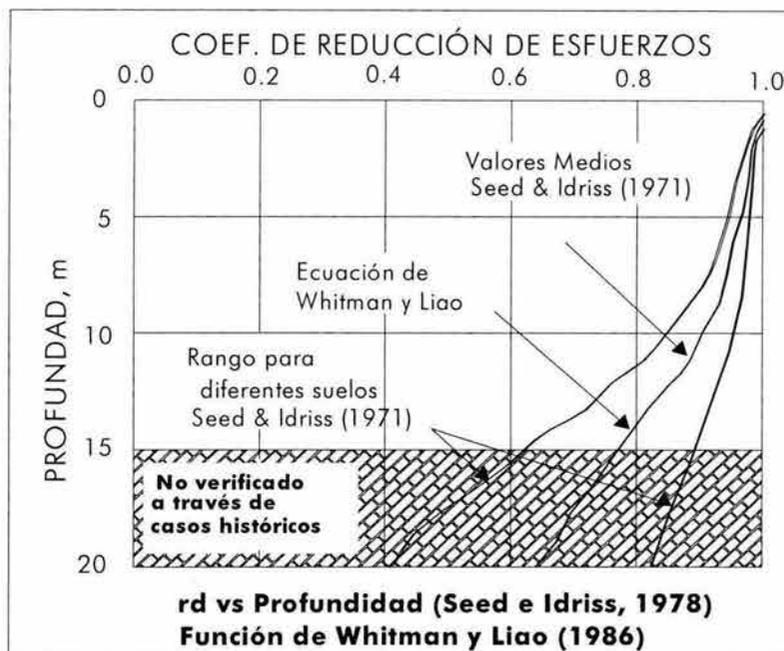


Figura 53
Curva del coeficiente de reducción de esfuerzos contra la profundidad (Youd et al. 2001)

Evaluación de la demanda sísmica en un estrato del suelo (CSR)

Seed e Idriss (1971) formularon la ecuación siguiente para el cálculo del coeficiente del esfuerzo cíclico:

$$CRSR = (\tau_{av} / \sigma'_{vo}) = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo})r_d \quad \dots\dots\dots 01$$

Donde

- τ_{av} Esfuerzo cortante
- a_{max} máxima aceleración que podría presentarse durante un sismo

- g aceleración de la gravedad
- σ_{vo} y σ'_{vo} esfuerzos totales y efectivos respectivamente, por sobrecarga vertical
- r_d coeficiente de reducción del esfuerzo, para tomar en cuenta las oscilaciones de la columna de suelo.

Por facilidad de cálculo, T. F. Blake (1996) aproximó la curva principal trazada en la Figura 53 con la siguiente ecuación

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113z^2 + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \dots\dots\dots 02$$

Donde

z = profundidad bajo la superficie del suelo en metros.

Evaluación de la resistencia a la licuación (CRR)

Diversas pruebas de exploración de suelos se han utilizado para evaluar la resistencia a la licuación, incluyendo la prueba de penetración estándar (SPT), la prueba de penetración del cono (CPT), la medición de la velocidad de onda del esfuerzo cortante (Vs), y la prueba de penetración de Becker (BPT).

Las pruebas de SPT y CPT son las más utilizadas debido a la amplia disposición de información previa, pero otras pruebas se pueden emplear en suelos donde predominan los sedimentos de grava, o donde está limitado el acceso a equipo muy grande. Las ventajas y desventajas principales de cada prueba se enumeran en la tabla 6.

Tabla 6. Ventajas y desventajas principales de los distintos ensayos

| | TIPO DE ENSAYO | | | |
|--|--|---------------------------|------------------------|--|
| | SPT | CPT | Vs | BPT |
| Información Histórica | Abundante | Abundante | Limitada | Escasa |
| Estado de esfuerzos y deformaciones inducidas | Parcialmente drenado, gran deformación | Drenado, gran deformación | Pequeñas deformaciones | Parcialmente drenado, gran deformación |
| Control de calidad y repetibilidad | Bueno a pobre | Muy bueno | Bueno | Pobre |
| Detección de variabilidad en el depósito | Buena | Muy buena | Mala | Mala |
| Tipos de suelos en los que se aplica | Cualquiera menos gravas | Cualquiera menos gravas | Todos | Principalmente gravas |
| Extracción de muestras | Sí | No | No | No |
| Resultados | Índices | Índices | Mediciones | Índices |

De acuerdo con lo anteriormente expuesto, y debido a que la información más completa

para este trabajo era la referente a las pruebas de Penetración Estándar, se utilizó este Criterio, el cual se describe a continuación

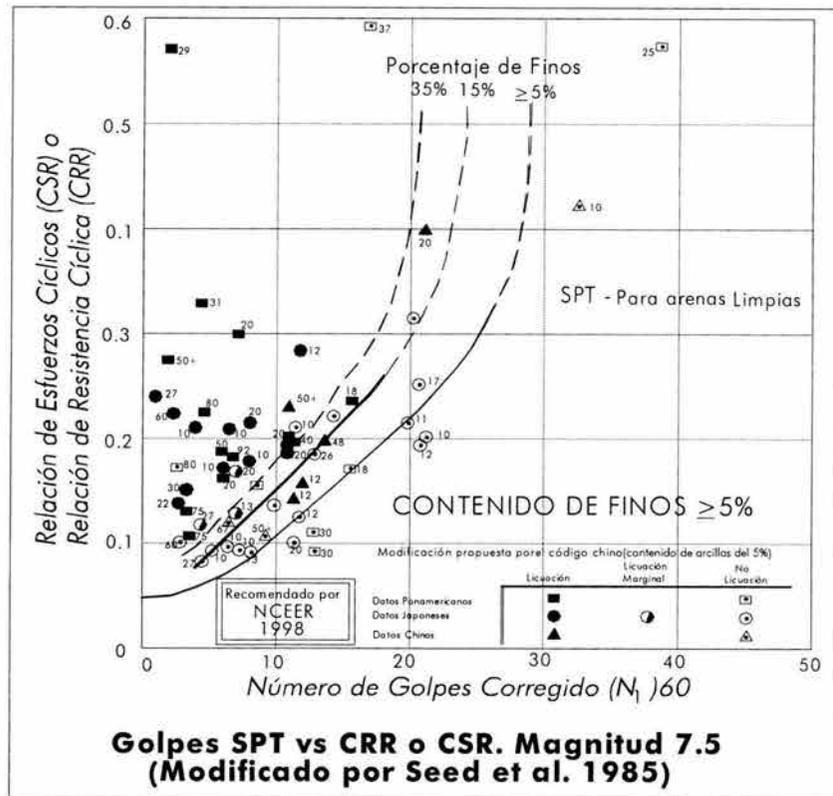


Figura 54
Gráfica del Número de golpes $(N_1)_{60}$ contra la relación de esfuerzos o resistencia cíclica, para sismos de magnitud 7.5 (Youd et al. 2001).

SPT

Con el paso del tiempo, los criterios para evaluar la resistencia a la licuación basados en el SPT se han hecho cada vez más extensos. Dichos criterios se anexan en el diagrama de CRS vs $(N_1)_{60}$, reproducido en la Figura 54, donde $(N_1)_{60}$ es el valor normalizado del número de golpes del SPT a una presión por sobrecarga de aproximadamente 100 kPa (1 ton/pie²) y un coeficiente de energía del martillo del 60%.

La gráfica de CSR vs $(N_1)_{60}$ se realizó con información de sitios en donde después de presentarse sismos con magnitudes de aproximadamente 7.5, los efectos de la licuación fueron o no, observados.

Las curvas de CRR en esta gráfica fueron colocadas conservadoramente para separar regiones con datos indicativos de licuación y no-licuación. Las curvas fueron desarrolladas para suelos granulares con un contenido de finos del 35%, del 15% y del 5% o menor. La curva para el contenido de finos menor al 5% es el criterio básico de penetración utilizado para el procedimiento simplificado y se refiere de aquí en adelante

como CURVA BASE PARA ARENAS LIMPIAS DEL SPT. Las curvas de CRR en figura 54 son válidas solamente para los sismos de magnitud igual a 7.5.

Curva Base para Arena Limpia del SPT

Se recomendaron distintos cambios para los criterios del SPT. A continuación se describen los más significativos.

El primer cambio es curvar la trayectoria de $(N_1)_{60}$ de la curva base para arenas limpias a una intercepción proyectada cerca de 0.05 (figura 54). Este ajuste a la curva base para arenas limpias sirve para obtener una mejor relación con las curvas de CRR desarrolladas para los procedimientos que utilizan la velocidad de la onda de CPT y el esfuerzo cortante. Seed e Idriss (1982) proyectaron la curva inicial desde el origen, pero en dicho punto no había suficiente información como para cerrar la curva en la zona inferior del diagrama. Un mejor ajuste a los actuales datos empíricos es un arco en el extremo inferior de la curva base según lo indicado en la figura 54.

A. F. Rauch, aproximó la curva base para arena limpia con la ecuación siguiente:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad \dots\dots\dots 03$$

Esta ecuación es válida para valores de $(N_1)_{60}$ menores a 30. Para valores de $(N_1)_{60}$ iguales o mayores que 30, los suelos granulares limpios resultan muy densos para licuarse por lo que se clasifican como no-licuables.

Thomas F. Blake (1997) simplificó la curva base con la siguiente expresión

$$CRR_{7.5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad \dots\dots\dots 04$$

Donde

- $CRR_{7.5}$ = Relación de resistencia cíclica para sismos con magnitudes de 7.5
- a = 0 .048
- b = -0 .1248
- c = -0 .004721
- d = 0 .009578
- e = 0 .0006136
- f = -0 .0003285
- g = -1 .673E-05
- h = 3 .714E-06
- x = $(N_1)_{60}$

Influencia del contenido de finos

En el desarrollo original, Seed (1985) observó un aumento evidente de CRR con el incremento del contenido de finos. No es muy claro si este incremento es causado por un aumento de la resistencia a la licuación o por una disminución de la resistencia a la penetración. De acuerdo con la información disponible, Seed desarrollo las curvas de CRR para distintos contenidos de finos, reproducido en la figura 54.

Las ecuaciones siguientes fueron desarrolladas por I. M. Idriss con la ayuda de R. B. Seed para la conversión de $(N_1)_{60}$ a un valor equivalente para Arena Limpia $(N_1)_{60CS}$. Se recomiendan estas ecuaciones (5) y (6) como las correcciones aproximadas por la influencia del contenido de finos (FC) en CRR.

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad \dots\dots\dots 05$$

Donde

α y β = son coeficientes determinados de las siguientes relaciones

| | | | |
|------------------------------------|------|-------------------|---------|
| $\alpha = 0$ | para | $FC \leq 5\%$ |06a |
| $\alpha = \exp[1.76 - (190/FC^2)]$ | | $5\% < FC < 35\%$ |06b |
| $\alpha = 5.0$ | | $FC \geq 35\%$ |06c |
| $\beta = 1.0$ | | $FC \leq 5\%$ |06d |
| $\beta = [0.99 + (FC^{1.5}/1000)]$ | | $5\% < FC < 35\%$ |06e |
| $\beta = 1.2$ | | $FC \geq 35\%$ |06f |

Estas ecuaciones se pueden utilizar para cálculos rutinarios de la resistencia a la licuación. Una curva calculada para un contenido de finos del 35% es esencialmente congruente con la curva del 35% trazada en la figura 54. La curva calculada para un contenido de finos del 15% está dibujada a la derecha de la curva original del 15%.

Otras correcciones

Otros factores, además del contenido de finos y características de las partículas, influyen en los resultados del SPT, como es observado en la tabla 7. La ecuación (7) incorpora estas correcciones

$$(N_1)_{60} = N \times C_N C_E C_B C_R C_S \quad \dots\dots\dots 07$$

Donde:

- N = medida de la resistencia a la penetración estándar
- C_N = factor para normalizar el N_m a una referencia común de la sobrecarga efectiva de esfuerzo

- C_E = corrección para el coeficiente de energía del martillo (ER)
 C_B = factor de la corrección para el diámetro de la perforación
 C_R = factor de la corrección para la longitud de la barra
 C_S = corrección para los muestreadores con o sin revestidor

Tabla 7. Factores de corrección para distintos tipos de equipos.

| FACTOR | VARIABLE DEL EQUIPO | TERMINO | CORRECCIÓN |
|-------------------------|----------------------------|---------|---|
| Presión de sobrecarga | Todos | C_N | $(Pa/\sigma'_{vo})^{0.5}$ $C_N \leq 1.7$ |
| Relación de energía | Martillo Donut | C_E | 0.5 - 1.0 |
| | Martillo de seguridad | | 0.7 - 1.2 |
| | Martillo Donut automático | | 0.8 - 1.3 |
| Diámetro de perforación | 65 - 115 mm | C_B | 1.0 |
| | 150 mm | | 1.05 |
| | 200 mm | | 1.15 |
| Longitud del vástago | Menor de 3 m | C_R | 0.75 |
| | 3 - 4 m | | 0.80 |
| | 4 - 6 m | | 0.85 |
| | 6 - 10 m | | 0.95 |
| | 10 - 30 m | | 1.0 |
| Método de muestreo | Muestreador estándar | C_S | 1.0 |
| | Muestreador sin revestidor | | 1.1 - 1.3 |

Debido a que los valores del número de golpes de la prueba de penetración estándar (N) aumentan con el incremento del esfuerzo efectivo por sobrecarga, se aplica un factor de corrección del esfuerzo por sobrecarga (Seed e Idriss 1982). Este factor se calcula comúnmente con la ecuación siguiente (Liao y Whitman 1986):

$$C_N = (Pa / \sigma'_{vo})^{0.5} \dots\dots\dots 08$$

donde

C_N = es el Nm normalizado para una presión efectiva por sobrecarga σ'_{vo} de aproximadamente 100 kPa (1 atmósfera)

Pa = Presión atmosférica (kPa)

σ'_{vo} = esfuerzo efectivo por sobrecarga vertical

C_N no debe exceder el valor de 1.7.

Kayen et al. (1992) sugirió la siguiente ecuación que limita el valor del máximo C_N a 1.7, y proporciona un mejor ajuste a la curva original especificada por Seed e Idriss (1982):

$$C_N = 2.2 / (1.2 + \sigma'_{vo} / Pa)^{0.5} \dots\dots\dots 09$$

La presión efectiva por sobrecarga σ'_{vo} aplicada en las ecuaciones (8) y (9) debe ser la presión de la sobrecarga al momento de realizar las perforaciones y durante la prueba.

El factor de corrección C_N se derivó de pruebas SPT realizadas en pruebas de laboratorio con grandes especímenes de arena sujetos a diferentes presiones de confinamiento. Los resultados de numerosas pruebas se reproducen en la Figura 55 en curvas de C_N contra el esfuerzo efectivo por sobrecarga (Castro 1995). Estas curvas muestran la dispersión considerable de resultados sin correlaciones evidentes de C_N con el tipo o la graduación del suelo. Sin embargo las curvas correspondientes a arenas más sueltas, dan resultados erróneos en la zona inferior del rango de los factores de corrección C_N , y son razonablemente aproximadas por las ecuaciones (8) y (9) para bajas presiones efectivas por sobrecarga [200 kPa].

Se recomienda el uso de la ecuación (8) para el cálculo de C_N , pero tomando en cuenta que para presiones por sobrecarga mayores a 200kPa los resultados son inciertos. La Ecuación (9) proporciona un mejor ajuste para presiones por sobrecarga de hasta 300 kPa. Para presiones mayores a 300kPa, la incertidumbre es tan grande que la ecuación (8) no debe ser aplicada. Para presiones altas, que están generalmente por debajo de la profundidad para la cual se ha verificado el procedimiento simplificado, C_N se debe estimar por otros medios.

Otro factor importante es la energía transferida al muestreador del SPT. Una relación de energía, E_R , del 60% es aceptada en la práctica como un valor promedio y como valor de referencia para correcciones de energía. La relación de energía E_R , depende del tipo de martillo, del mecanismo de elevación del yunque, y del método de lanzamiento del martillo. Los factores de corrección del coeficiente de energía ($C_E = E_R/60$), se enumeran en la tabla 7.

Se observa un rango amplio del factor de corrección de energía C_E , esto es debido a factores como son perturbaciones al momento de perforar, al equipo y a diferencias en los métodos de prueba; incluso, cuando los procedimientos se supervisan cuidadosamente conforme a los estándares establecidos (ASTM D-1586-99), una cierta variación del C_E puede ocurrir debido a desviaciones mínimas en los métodos de prueba. El coeficiente de energía varía usualmente un 10% entre el número de golpes en una sola perforación o entre varias pruebas, por lo que se recomienda medir la energía del martillo con frecuencia en cada sitio donde se utiliza el SPT. En donde las mediciones no pueden ser realizadas, se requiere una cuidadosa observación, la notación del equipo y de los procedimientos para estimar un valor del C_E para su uso adecuado en cálculos de la resistencia a la licuación. El uso de equipos de buena calidad y de métodos cuidadosamente controlados conforme al ASTM D 1586-99, proporcionará coeficientes de energía más constantes.

Robertson y Wride (1998) actualizaron los factores para corrección de longitudes de barra menores a 10 m, diámetros de perforación exterior (65-125 milímetros), y tubos de muestreo sin revestidores. El rango para estos factores de corrección se enumeran en la tabla 7. Para los cálculos de la resistencia a la licuación con longitudes de barra <3 m, se debe utilizar un C_R igual a 0.75, como fue hecho por Seed (1985) en la formulación del procedimiento simplificado.

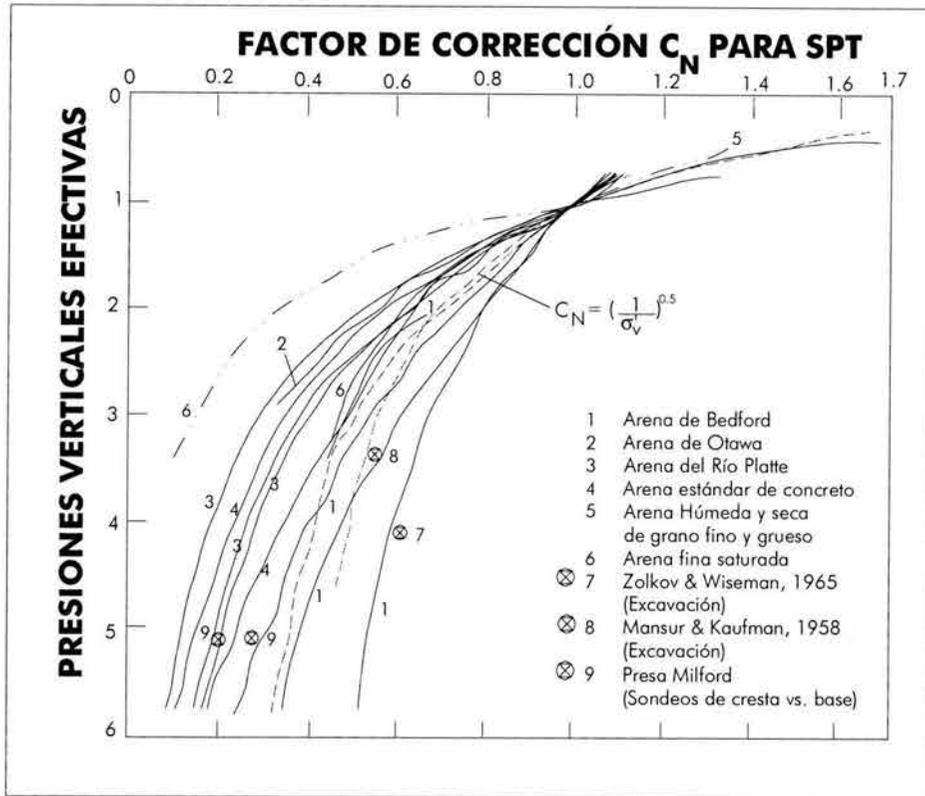


Figura 55
Curvas que relacionan el Factor de Corrección C_N contra las presiones efectivas σ'_{vo} (Youd et al. 2001)

Factor de escalamiento de magnitud (MSFs)

La curva base para arena limpia de la figura 54 (SPT), se aplican solamente a sismos de magnitud 7.5, por lo que para ajustar dichas curvas a magnitudes distintas de 7,5, Seed e Idriss (1982) introdujeron un factor de corrección llamado "Factores de escalamiento de magnitud" (MSFs).

La ecuación para el factor de seguridad (FS) contra la licuación se escribe en términos de CRR, del CSR y de MSF como sigue

$$FS = (CRR_{7.5} / CSR)MSF \quad \dots\dots\dots 10$$

Donde

- CSR coeficiente del esfuerzo cíclico
- $CRR_{7.5}$ coeficiente de resistencia cíclica

6.4. ZONAS SUSCEPTIBLES DE LICUACIÓN

Se presentan a continuación los cálculos realizados para obtener la licuación de los suelos, los planos de zonas donde se presentará la licuación de arenas, los espesores de arenas licuables y las profundidades a las que sucederá dicha licuación.

Cálculos

Datos para estimar CSR

| | |
|-------------------------------------|--|
| Aceleración máxima en la superficie | $a_{max} = 190 \text{ gals} = 1.90 \text{ m/s}^2$ |
| Aceleración de la gravedad | $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$ |
| Peso volumétrico del suelo | $\gamma_s = 1.84 \text{ t/m}^2 = 18.05 \text{ KN/m}^3$ |
| Profundidad | $Z = 1.6 \text{ m}$ |
| Nivel de aguas freáticas | $NAF = 1.7 \text{ m}$ |
| Peso volumétrico del agua | $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ |

$$\sigma_{v0} = Z\gamma_s \quad \dots\dots\dots 11$$

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - [\gamma_w(z - z_w)] \quad \dots\dots\dots 12$$

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113z^2 + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad \dots\dots\dots 02$$

$$CRSR = (\tau_{av} / \sigma'_{vo}) = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo})r_d \quad \dots\dots\dots 01$$

Datos para estimar CRR

| | |
|---|------------------------|
| Magnitud del sismo | $M = 7.5$ |
| Número de golpes obtenido en campo | N |
| Presión atmosférica | $Pa = 100 \text{ kPa}$ |
| Factor de corrección por energía | $C_E = 1$ |
| Factor de corrección por \varnothing de perforación | $C_B = 1$ |
| Factor de corrección por longitud de vástago | $C_R = 0.75$ |
| Factor de corrección por método de muestreo | $C_B = 1$ |

$$C_N = (Pa / \sigma'_{vo})^{0.5} \quad \dots\dots\dots 08$$

$$(N_1)_{60} = N \times C_N C_E C_B C_R C_S \quad \dots\dots\dots 07$$

$$CRR_{7.5} = \frac{0.048 - 0.004721(N_1)_{60} + 0.0006136(N_1)_{60}^2 - 1.673^{E-05}(N_1)_{60}^3}{1 - 0.1248(N_1)_{60} + 0.009578(N_1)_{60}^2 - 0.0003285(N_1)_{60}^3 + 3.714^{E-06}(N_1)_{60}^4} \quad \dots\dots\dots 04$$

Se obtiene el factor de seguridad FS, comparando ambas relaciones CSR y $CRR_{7.5}$ aplicando la ecuación (10), debido a que la magnitud de diseño es 7.5, no es necesario aplicar ningún factor de corrección de magnitud.

$$FS_{7.5} = (CRR_{7.5} / CSR) \dots\dots\dots 10$$

Cuando este factor es menor a la unidad, nos indica que se presentará el fenómeno de licuación a la profundidad analizada.

Tabla No. 08 Cálculo de Licuación de arenas

| SONDEO No | N.T.N. m | Espesor de estrato m | Aceleración máxima a_{max} (m/s^2) | γ_m kN/m^3 | Prof. m | N.A.F. m | γ_w kN/m^3 | Esfuerzo Vertical kPa | Esfuerzo Vertical Efectivo kPa | Factor de Corrección r_d | CSR | No GOLPES N_m | Factor de corrección por sobrecarga C_N | No golpes corregido (N_1) ₆₀ | CRR _{7.5} | Factor de Seguridad | LICUACIÓN | |
|-----------|-------------|-------------------------|---|------------------------|------------|-------------|------------------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------------------|-------|--------------------|--|--|--------------------|---------------------|-----------|----|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | SI | NO |
| SM-02 | 98.88 | 0.2 | 1.90 | 18.05 | 1.6 | -1.70 | 10 | 28.5 | 29.7 | 0.990 | 0.120 | 9 | 1.834 | 12.4 | 0.134 | 1.12 | | X |
| | | 0.6 | 1.90 | 18.05 | 2.0 | -1.70 | 10 | 35.7 | 32.9 | 0.987 | 0.135 | 7 | 1.742 | 9.1 | 0.100 | 0.74 | ✓ | |
| | | 1.0 | 1.90 | 18.05 | 2.8 | -1.70 | 10 | 50.2 | 39.4 | 0.981 | 0.157 | 14 | 1.594 | 16.7 | 0.181 | 1.15 | | X |
| | | 2.1 | 1.90 | 18.05 | 4.3 | -1.70 | 10 | 78.2 | 51.9 | 0.970 | 0.184 | 4 | 1.389 | 4.2 | 0.061 | 0.33 | ✓ | |
| SM-02a | 96.70 | 0.4 | 1.90 | 16.58 | 8.0 | -1.80 | 10 | 132.6 | 70.6 | 0.937 | 0.222 | 9 | 1.190 | 8.0 | 0.089 | 0.40 | ✓ | |
| | | 4.7 | 1.90 | 16.58 | 10.5 | -1.80 | 10 | 174.8 | 87.4 | 0.893 | 0.225 | 1 | 1.070 | 0.8 | 0.049 | 0.22 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 16.58 | 19.4 | -1.80 | 10 | 321.6 | 145.6 | 0.632 | 0.176 | 2 | 0.829 | 1.2 | 0.050 | 0.29 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 16.58 | 21.5 | -1.80 | 10 | 357.2 | 159.7 | 0.588 | 0.166 | 18 | 0.791 | 10.7 | 0.116 | 0.70 | ✓ | |
| SM-05 | 99.07 | 1.5 | 1.90 | 16.58 | 3.4 | -0.90 | 10 | 56.7 | 31.5 | 0.977 | 0.221 | 1 | 1.782 | 1.3 | 0.050 | 0.23 | ✓ | |
| | | 0.4 | 1.90 | 16.58 | 4.4 | -0.90 | 10 | 72.4 | 37.7 | 0.970 | 0.234 | 5 | 1.628 | 6.1 | 0.073 | 0.31 | ✓ | |
| | | 0.3 | 1.90 | 16.58 | 4.7 | -0.90 | 10 | 78.2 | 40.0 | 0.968 | 0.238 | 10 | 1.580 | 11.9 | 0.128 | 0.54 | ✓ | |
| SM-06 | 99.26 | 1.2 | 1.90 | 19.03 | 3.5 | -1.20 | 10 | 65.9 | 43.3 | 0.976 | 0.187 | 10 | 1.520 | 11.4 | 0.123 | 0.66 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 19.03 | 4.4 | -1.20 | 10 | 84.0 | 51.9 | 0.970 | 0.198 | 3 | 1.389 | 3.1 | 0.056 | 0.28 | ✓ | |
| SM-07 | 97.53 | 3.1 | 1.90 | 18.93 | 5.2 | -0.85 | 10 | 98.1 | 54.8 | 0.964 | 0.217 | 3 | 1.351 | 3.0 | 0.055 | 0.26 | ✓ | |
| | | 0.4 | 1.90 | 18.93 | 10.8 | -0.85 | 10 | 205.1 | 105.3 | 0.887 | 0.218 | 8 | 0.975 | 5.8 | 0.071 | 0.33 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 18.54 | 11.3 | -0.85 | 10 | 209.2 | 104.9 | 0.876 | 0.220 | 5 | 0.977 | 3.7 | 0.058 | 0.26 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 18.54 | 11.9 | -0.85 | 10 | 220.3 | 110.0 | 0.860 | 0.217 | 3 | 0.954 | 2.1 | 0.052 | 0.24 | ✓ | |
| | | 1.2 | 1.90 | 18.54 | 12.8 | -0.85 | 10 | 237.9 | 118.1 | 0.832 | 0.211 | 13 | 0.920 | 9.0 | 0.098 | 0.46 | ✓ | |
| SM-08 | 98.63 | 0.7 | 1.90 | 18.15 | 10.3 | -1.10 | 10 | 186.5 | 94.8 | 0.899 | 0.223 | 2 | 1.027 | 1.5 | 0.051 | 0.23 | ✓ | |
| SM-09 | 98.74 | 0.3 | 1.90 | 18.15 | 8.9 | -1.00 | 10 | 161.3 | 82.4 | 0.925 | 0.228 | 3 | 1.102 | 2.5 | 0.053 | 0.23 | ✓ | |
| | | 0.9 | 1.90 | 18.15 | 9.5 | -1.00 | 10 | 172.2 | 87.3 | 0.915 | 0.227 | 0 | 1.070 | 0.0 | 0.048 | 0.21 | ✓ | |
| SM-11 | 97.29 | 1.1 | 1.90 | 18.25 | 9.8 | -1.50 | 10 | 179.6 | 96.2 | 0.908 | 0.213 | 17 | 1.020 | 13.0 | 0.141 | 0.66 | ✓ | |
| SM-12 | 99.06 | 0.1 | 1.90 | 18.25 | 3.1 | -1.50 | 10 | 56.7 | 40.6 | 0.979 | 0.172 | 3 | 1.569 | 3.5 | 0.058 | 0.33 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 18.25 | 14.7 | -1.50 | 10 | 268.4 | 136.3 | 0.771 | 0.191 | 10 | 0.857 | 6.4 | 0.075 | 0.39 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 18.25 | 16.0 | -1.50 | 10 | 292.1 | 147.0 | 0.727 | 0.182 | 7 | 0.825 | 4.3 | 0.061 | 0.34 | ✓ | |
| SM-14 | 98.25 | 1.2 | 1.90 | 12.26 | 1.1 | -0.75 | 10 | 14.1 | 10.1 | 0.993 | 0.174 | 4 | 3.147 | 9.4 | 0.103 | 0.59 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 12.26 | 2.0 | -0.75 | 10 | 25.1 | 12.1 | 0.986 | 0.257 | 7 | 2.871 | 15.1 | 0.163 | 0.63 | ✓ | |
| | | 0.3 | 1.90 | 12.26 | 2.5 | -0.75 | 10 | 30.6 | 13.2 | 0.983 | 0.288 | 3 | 2.757 | 6.2 | 0.074 | 0.25 | ✓ | |
| | | 1.3 | 1.90 | 12.26 | 3.9 | -0.75 | 10 | 47.8 | 16.3 | 0.973 | 0.359 | 3 | 2.475 | 5.6 | 0.069 | 0.19 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 16.78 | 11.4 | -0.75 | 10 | 191.2 | 84.7 | 0.873 | 0.248 | 5 | 1.086 | 4.1 | 0.060 | 0.24 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 16.78 | 12.0 | -0.75 | 10 | 201.3 | 88.8 | 0.857 | 0.244 | 10 | 1.061 | 8.0 | 0.088 | 0.36 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 16.78 | 12.6 | -0.75 | 10 | 211.3 | 92.9 | 0.839 | 0.240 | 17 | 1.038 | 13.2 | 0.143 | 0.60 | ✓ | |
| | | 1.1 | 1.90 | 16.78 | 13.5 | -0.75 | 10 | 226.4 | 99.0 | 0.811 | 0.234 | 11 | 1.005 | 8.3 | 0.091 | 0.39 | ✓ | |
| | | 1.0 | 1.90 | 16.78 | 14.5 | -0.75 | 10 | 244.1 | 106.1 | 0.776 | 0.225 | 17 | 0.971 | 12.4 | 0.134 | 0.60 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 18.25 | 16.8 | -0.75 | 10 | 306.5 | 146.0 | 0.702 | 0.186 | 0 | 0.828 | 0.0 | 0.048 | 0.26 | ✓ | |

Tabla No. 08 Cálculo de Licuación de arenas (continuación).

| 1 SONDEO No | 2 N.T.N. m | 3 Espesor de estrato m | 4 Aceleración máxima a_{max} (m/s^2) | 5 γ_m kN/m^3 | 6 Prof. m | 7 N.A.F. m | 8 γ_w kN/m^3 | 9 Esfuerzo Vertical kPa | 10 Esfuerzo Vertical Efectivo kPa | 11 Factor de Corrección r_d | 12 CSR | 13 No GOLPES N_m | 14 Factor de corrección por sobrecarga C_N | 15 No golpes corregido (N_1) ₆₀ | 16 CRR τ_{15} | 17 Factor de Seguridad | 18 LICUACIÓN | |
|-------------------|------------------|------------------------------------|--|-----------------------------|-----------------|------------------|-----------------------------|------------------------------------|---|--|-----------|-----------------------------|---|--|--------------------------|------------------------------|-----------------|----|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | SI | NO |
| SM-15 | 100.32 | 2.0 | 1.90 | 17.07 | 3.4 | -1.40 | 10 | 58.4 | 38.2 | 0.977 | 0.188 | 3 | 1.618 | 3.6 | 0.058 | 0.31 | ✓ | |
| | | 1.0 | 1.90 | 17.07 | 4.9 | -1.40 | 10 | 84.0 | 48.8 | 0.966 | 0.209 | 12 | 1.432 | 12.9 | 0.139 | 0.67 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 17.27 | 13.6 | -1.40 | 10 | 234.3 | 112.6 | 0.808 | 0.212 | 5 | 0.942 | 3.5 | 0.058 | 0.27 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 17.27 | 14.2 | -1.40 | 10 | 244.7 | 117.0 | 0.789 | 0.208 | 18 | 0.925 | 12.5 | 0.135 | 0.65 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 17.27 | 14.8 | -1.40 | 10 | 255.0 | 121.3 | 0.768 | 0.203 | 8 | 0.908 | 5.4 | 0.068 | 0.34 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 17.27 | 15.9 | -1.40 | 10 | 274.9 | 129.7 | 0.730 | 0.195 | 16 | 0.878 | 10.5 | 0.114 | 0.59 | ✓ | |
| SM-16 | 99.98 | 0.5 | 1.90 | 17.27 | 3.3 | -1.60 | 10 | 57.5 | 40.2 | 0.977 | 0.176 | 4 | 1.577 | 4.7 | 0.064 | 0.36 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 17.27 | 3.8 | -1.60 | 10 | 66.2 | 43.8 | 0.974 | 0.185 | 7 | 1.510 | 7.9 | 0.088 | 0.48 | ✓ | |
| | | 1.4 | 1.90 | 17.27 | 4.8 | -1.60 | 10 | 82.6 | 50.8 | 0.967 | 0.198 | 12 | 1.404 | 12.6 | 0.137 | 0.69 | ✓ | |
| | | 0.2 | 1.90 | 17.76 | 13.1 | -1.60 | 10 | 232.3 | 117.5 | 0.824 | 0.205 | 4 | 0.923 | 2.8 | 0.054 | 0.27 | ✓ | |
| | | 1.3 | 1.90 | 17.76 | 13.8 | -1.60 | 10 | 245.6 | 123.3 | 0.800 | 0.201 | 8 | 0.901 | 5.4 | 0.068 | 0.34 | ✓ | |
| | | 1.7 | 1.90 | 17.76 | 15.3 | -1.60 | 10 | 272.3 | 134.9 | 0.750 | 0.190 | 11 | 0.861 | 7.1 | 0.081 | 0.42 | ✓ | |
| SM-17 | 98.75 | 0.9 | 1.90 | 16.38 | 1.8 | -0.55 | 10 | 29.4 | 17.0 | 0.988 | 0.216 | 4 | 2.428 | 7.3 | 0.082 | 0.38 | ✓ | |
| | | 1.2 | 1.90 | 16.48 | 18.6 | -0.55 | 10 | 307.3 | 126.3 | 0.650 | 0.199 | 10 | 0.890 | 6.7 | 0.077 | 0.39 | ✓ | |
| SM-20 | 99.47 | 0.4 | 1.90 | 17.07 | 19.9 | -1.80 | 10 | 339.1 | 158.4 | 0.621 | 0.167 | 16 | 0.794 | 9.5 | 0.104 | 0.62 | ✓ | |
| | | 0.2 | 1.90 | 17.07 | 20.2 | -1.80 | 10 | 344.2 | 160.6 | 0.614 | 0.166 | 14 | 0.789 | 8.3 | 0.091 | 0.55 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 17.07 | 20.5 | -1.80 | 10 | 350.2 | 163.0 | 0.607 | 0.164 | 21 | 0.783 | 12.3 | 0.134 | 0.81 | ✓ | |
| SM-21 | 95.62 | 0.6 | 1.90 | 17.66 | 11.9 | -1.15 | 10 | 210.5 | 102.8 | 0.859 | 0.221 | 8 | 0.986 | 5.9 | 0.071 | 0.32 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 17.66 | 12.6 | -1.15 | 10 | 222.0 | 107.8 | 0.840 | 0.218 | 12 | 0.963 | 8.7 | 0.095 | 0.44 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 17.66 | 13.2 | -1.15 | 10 | 233.4 | 112.7 | 0.820 | 0.214 | 15 | 0.942 | 10.6 | 0.115 | 0.54 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 17.66 | 13.8 | -1.15 | 10 | 244.0 | 117.3 | 0.800 | 0.210 | 8 | 0.923 | 5.5 | 0.069 | 0.33 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 17.66 | 14.4 | -1.15 | 10 | 254.6 | 121.9 | 0.780 | 0.205 | 15 | 0.906 | 10.2 | 0.111 | 0.54 | ✓ | |
| | | 1.3 | 1.90 | 17.66 | 15.4 | -1.15 | 10 | 271.4 | 129.2 | 0.748 | 0.198 | 10 | 0.880 | 6.6 | 0.077 | 0.39 | ✓ | |
| | | 0.4 | 1.90 | 17.66 | 16.2 | -1.15 | 10 | 286.4 | 135.7 | 0.721 | 0.191 | 17 | 0.858 | 10.9 | 0.119 | 0.62 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 17.66 | 16.7 | -1.15 | 10 | 294.4 | 139.2 | 0.706 | 0.188 | 10 | 0.848 | 6.4 | 0.075 | 0.40 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 17.66 | 17.3 | -1.15 | 10 | 305.0 | 143.8 | 0.688 | 0.184 | 5 | 0.834 | 3.1 | 0.056 | 0.30 | ✓ | |
| SM-23 | 95.89 | 0.6 | 1.90 | 17.36 | 4.9 | -0.70 | 10 | 84.9 | 43.0 | 0.966 | 0.240 | 1 | 1.525 | 1.1 | 0.050 | 0.21 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 17.46 | 6.2 | -0.70 | 10 | 108.1 | 53.2 | 0.956 | 0.245 | 1 | 1.371 | 1.0 | 0.050 | 0.20 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 19.91 | 9.5 | -0.70 | 10 | 190.0 | 101.6 | 0.914 | 0.215 | 10 | 0.992 | 7.4 | 0.084 | 0.39 | ✓ | |
| | | 1.6 | 1.90 | 19.91 | 10.6 | -0.70 | 10 | 210.9 | 112.0 | 0.892 | 0.212 | 4 | 0.945 | 2.8 | 0.055 | 0.26 | ✓ | |
| | | 1.5 | 1.90 | 17.56 | 12.1 | -0.70 | 10 | 213.2 | 98.8 | 0.853 | 0.232 | 10 | 1.006 | 7.5 | 0.085 | 0.37 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 17.56 | 14.6 | -0.70 | 10 | 256.2 | 117.3 | 0.775 | 0.213 | 10 | 0.923 | 6.9 | 0.079 | 0.37 | ✓ | |
| SM-24 | 96.48 | 0.4 | 1.90 | 15.99 | 11.8 | -0.55 | 10 | 188.4 | 76.1 | 0.863 | 0.269 | 2 | 1.147 | 1.7 | 0.051 | 0.19 | ✓ | |
| | | 2.1 | 1.90 | 15.99 | 14.9 | -0.55 | 10 | 238.7 | 94.9 | 0.763 | 0.242 | 10 | 1.026 | 7.7 | 0.086 | 0.36 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 16.87 | 16.3 | -0.55 | 10 | 274.7 | 117.4 | 0.719 | 0.212 | 12 | 0.923 | 8.3 | 0.092 | 0.43 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 16.87 | 16.8 | -0.55 | 10 | 284.0 | 121.2 | 0.701 | 0.207 | 3 | 0.908 | 2.0 | 0.052 | 0.25 | ✓ | |
| | | 0.9 | 1.90 | 16.87 | 17.5 | -0.55 | 10 | 295.8 | 126.0 | 0.680 | 0.201 | 8 | 0.891 | 5.3 | 0.067 | 0.34 | ✓ | |

Tabla No. 08 Cálculo de Licuación de arenas (continuación).

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | |
|-----------|-------------|-------------------------|---|------------------------|------------|-------------|------------------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------------------|-------|--------------------|--|--|------------|---------------------|-----------|----|
| SONDEO No | N.T.N. m | Espesor de estrato m | Aceleración máxima a_{max} (m/s^2) | γ_m kN/m^3 | Prof. m | N.A.F. m | γ_w kN/m^3 | Esfuerzo Vertical kPa | Esfuerzo Vertical Efectivo kPa | Factor de Corrección r_d | CSR | No GOLPES N_m | Factor de corrección por sobrecarga C_N | No golpes corregido (N_1) ₆₀ | CRR 7.5 | Factor de Seguridad | LICUACIÓN | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | SI | NO |
| SM-25 | 95.87 | 1.8 | 1.90 | 16.38 | 10.6 | -0.30 | 10 | 173.2 | 70.5 | 0.893 | 0.276 | 10 | 1.191 | 8.9 | 0.098 | 0.35 | ✓ | |
| | | 1.1 | 1.90 | 17.76 | 16.4 | -0.30 | 10 | 291.6 | 130.4 | 0.714 | 0.201 | 9 | 0.876 | 5.9 | 0.071 | 0.35 | ✓ | |
| SM-26 | 98.16 | 0.6 | 1.90 | 17.07 | 12.9 | -1.70 | 10 | 219.4 | 107.9 | 0.831 | 0.213 | 9 | 0.963 | 6.5 | 0.076 | 0.36 | ✓ | |
| SM-28 | 95.09 | 0.8 | 1.90 | 17.76 | 29.5 | -0.40 | 10 | 523.7 | 232.8 | 0.505 | 0.143 | 1 | 0.655 | 0.5 | 0.049 | 0.34 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 17.76 | 30.2 | -0.40 | 10 | 537.0 | 238.6 | 0.500 | 0.142 | 8 | 0.647 | 3.9 | 0.059 | 0.42 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 17.76 | 30.8 | -0.40 | 10 | 547.7 | 243.2 | 0.496 | 0.141 | 10 | 0.641 | 4.8 | 0.064 | 0.46 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 17.76 | 31.3 | -0.40 | 10 | 556.5 | 247.1 | 0.494 | 0.140 | 17 | 0.636 | 8.1 | 0.090 | 0.64 | ✓ | |
| SM-29 | 94.41 | 2.2 | 1.90 | 16.58 | 28.5 | -0.35 | 10 | 472.7 | 191.1 | 0.511 | 0.159 | 11 | 0.723 | 6.0 | 0.072 | 0.45 | ✓ | |
| SM-31 | 95.06 | 1.7 | 1.90 | 16.09 | 9.7 | -1.20 | 10 | 156.2 | 71.1 | 0.911 | 0.252 | 3 | 1.186 | 2.7 | 0.054 | 0.21 | ✓ | |
| | | 1.1 | 1.90 | 16.09 | 11.1 | -1.20 | 10 | 178.7 | 79.6 | 0.880 | 0.249 | 8 | 1.121 | 6.7 | 0.078 | 0.31 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 16.09 | 11.9 | -1.20 | 10 | 191.6 | 84.5 | 0.859 | 0.245 | 2 | 1.088 | 1.6 | 0.051 | 0.21 | ✓ | |
| | | 1.9 | 1.90 | 16.09 | 13.1 | -1.20 | 10 | 210.9 | 91.8 | 0.823 | 0.238 | 8 | 1.044 | 6.3 | 0.074 | 0.31 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 11.38 | 14.3 | -1.20 | 10 | 162.8 | 31.7 | 0.784 | 0.506 | 13 | 1.775 | 17.3 | 0.187 | 0.37 | ✓ | |
| | | 1.6 | 1.90 | 11.38 | 15.4 | -1.20 | 10 | 174.8 | 33.2 | 0.749 | 0.496 | 1 | 1.736 | 1.3 | 0.050 | 0.10 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 11.38 | 16.5 | -1.20 | 10 | 187.9 | 34.8 | 0.711 | 0.484 | 6 | 1.696 | 7.6 | 0.085 | 0.18 | ✓ | |
| SM-32 | 94.66 | 0.4 | 1.90 | 17.66 | 10.6 | -0.40 | 10 | 186.5 | 84.9 | 0.893 | 0.247 | 10 | 1.085 | 8.1 | 0.090 | 0.36 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 19.13 | 12.4 | -0.40 | 10 | 237.4 | 117.3 | 0.845 | 0.215 | 9 | 0.923 | 6.2 | 0.074 | 0.34 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 20.60 | 14.0 | -0.40 | 10 | 288.7 | 152.5 | 0.794 | 0.189 | 18 | 0.810 | 10.9 | 0.118 | 0.63 | ✓ | |
| SM-33 | 95.04 | 3.0 | 1.90 | 17.95 | 9.1 | -0.80 | 10 | 164.1 | 80.7 | 0.921 | 0.236 | 3 | 1.113 | 2.5 | 0.054 | 0.23 | ✓ | |
| | | 1.1 | 1.90 | 17.95 | 11.2 | -0.80 | 10 | 200.9 | 97.0 | 0.878 | 0.229 | 1 | 1.015 | 0.8 | 0.049 | 0.21 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 15.89 | 12.0 | -0.80 | 10 | 191.3 | 78.9 | 0.855 | 0.261 | 10 | 1.126 | 8.4 | 0.093 | 0.36 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 15.89 | 15.5 | -0.80 | 10 | 246.2 | 99.3 | 0.744 | 0.232 | 18 | 1.004 | 13.5 | 0.147 | 0.63 | ✓ | |
| SM-35 | 95.30 | 0.8 | 1.90 | 16.09 | 15.5 | -0.80 | 10 | 249.3 | 102.3 | 0.744 | 0.228 | 12 | 0.988 | 8.9 | 0.097 | 0.43 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 16.09 | 16.2 | -0.80 | 10 | 260.6 | 106.6 | 0.721 | 0.222 | 8 | 0.969 | 5.8 | 0.071 | 0.32 | ✓ | |
| SM-36 | 95.77 | 0.7 | 1.90 | 16.87 | 6.9 | -0.60 | 10 | 116.8 | 53.6 | 0.949 | 0.261 | 2 | 1.366 | 2.0 | 0.052 | 0.20 | ✓ | |
| | | 3.1 | 1.90 | 16.87 | 8.8 | -0.60 | 10 | 148.8 | 66.6 | 0.926 | 0.260 | 7 | 1.225 | 6.4 | 0.075 | 0.29 | ✓ | |
| SM-37 | 95.33 | 2.2 | 1.90 | 17.85 | 7.5 | -1.50 | 10 | 134.4 | 74.1 | 0.943 | 0.215 | 8 | 1.161 | 7.0 | 0.080 | 0.37 | ✓ | |
| | | 1.6 | 1.90 | 17.85 | 10.0 | -1.50 | 10 | 179.1 | 93.8 | 0.904 | 0.217 | 8 | 1.033 | 6.2 | 0.073 | 0.34 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 17.85 | 11.1 | -1.50 | 10 | 198.7 | 102.4 | 0.880 | 0.215 | 3 | 0.988 | 2.2 | 0.053 | 0.25 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 17.85 | 11.8 | -1.50 | 10 | 210.3 | 107.5 | 0.863 | 0.212 | 7 | 0.964 | 5.1 | 0.066 | 0.31 | ✓ | |
| | | 0.4 | 1.90 | 17.85 | 13.5 | -1.50 | 10 | 241.6 | 121.3 | 0.810 | 0.203 | 1 | 0.908 | 0.7 | 0.049 | 0.24 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 17.85 | 14.8 | -1.50 | 10 | 264.8 | 131.5 | 0.766 | 0.194 | 5 | 0.872 | 3.3 | 0.056 | 0.29 | ✓ | |
| | | 1.1 | 1.90 | 17.85 | 16.3 | -1.50 | 10 | 290.7 | 142.9 | 0.719 | 0.184 | 0 | 0.837 | 0.0 | 0.048 | 0.26 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 17.85 | 17.1 | -1.50 | 10 | 304.9 | 149.1 | 0.694 | 0.179 | 22 | 0.819 | 13.5 | 0.146 | 0.82 | ✓ | |
| | | 0.7 | 1.90 | 17.85 | 17.7 | -1.50 | 10 | 315.7 | 153.9 | 0.676 | 0.175 | 3 | 0.806 | 1.8 | 0.051 | 0.29 | ✓ | |

Tabla No. 08 Cálculo de Licuación de arenas (continuación).

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | |
|-----------|-------------|-------------------------|---|------------------------|------------|-------------|------------------------|--------------------------|-----------------------------------|----------------------------|-------|--------------------|--|--|------------|---------------------|-----------|----|
| SONDEO No | N.T.N. m | Espesor de estrato m | Aceleración máxima a_{max} (m/s^2) | γ_m kN/m^3 | Prof. m | N.A.F. m | γ_w kN/m^3 | Esfuerzo Vertical kPa | Esfuerzo Vertical Efectivo kPa | Factor de Corrección r_d | CSR | No GOLPES N_m | Factor de corrección por sobrecarga C_N | No golpes corregido (N_1) ₆₀ | CRR 7.5 | Factor de Seguridad | LICUACIÓN | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | SI | NO |
| SM-38 | 95.28 | 0.5 | 1.90 | 11.09 | 3.2 | -0.70 | 10 | 35.8 | 10.5 | 0.978 | 0.420 | 1 | 3.085 | 2.3 | 0.053 | 0.13 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 11.09 | 8.4 | -0.70 | 10 | 93.4 | 16.1 | 0.931 | 0.679 | 2 | 2.488 | 3.7 | 0.058 | 0.09 | ✓ | |
| SM-40 | 97.17 | 0.7 | 1.90 | 16.58 | 2.7 | -1.20 | 10 | 45.1 | 29.9 | 0.981 | 0.186 | 3 | 1.829 | 4.1 | 0.060 | 0.32 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 16.58 | 3.3 | -1.20 | 10 | 55.0 | 33.8 | 0.977 | 0.200 | 8 | 1.719 | 10.3 | 0.112 | 0.56 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 16.58 | 3.9 | -1.20 | 10 | 64.2 | 37.5 | 0.973 | 0.210 | 5 | 1.634 | 6.1 | 0.073 | 0.35 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 16.58 | 12.8 | -1.20 | 10 | 211.7 | 96.0 | 0.834 | 0.231 | 7 | 1.021 | 5.4 | 0.068 | 0.29 | ✓ | |
| | | 0.3 | 1.90 | 16.58 | 13.2 | -1.20 | 10 | 219.2 | 99.0 | 0.820 | 0.229 | 1 | 1.005 | 0.8 | 0.049 | 0.22 | ✓ | |
| | | 0.6 | 1.90 | 16.58 | 13.7 | -1.20 | 10 | 226.6 | 101.9 | 0.805 | 0.225 | 10 | 0.990 | 7.4 | 0.084 | 0.37 | ✓ | |
| | | 0.5 | 1.90 | 16.58 | 14.2 | -1.20 | 10 | 235.8 | 105.6 | 0.787 | 0.221 | 12 | 0.973 | 8.8 | 0.096 | 0.43 | ✓ | |
| | | 1.2 | 1.90 | 16.58 | 16.4 | -1.20 | 10 | 271.4 | 119.7 | 0.716 | 0.204 | 0 | 0.914 | 0.0 | 0.048 | 0.23 | ✓ | |
| | | 0.4 | 1.90 | 16.58 | 17.2 | -1.20 | 10 | 284.7 | 125.0 | 0.691 | 0.198 | 5 | 0.895 | 3.4 | 0.057 | 0.29 | ✓ | |

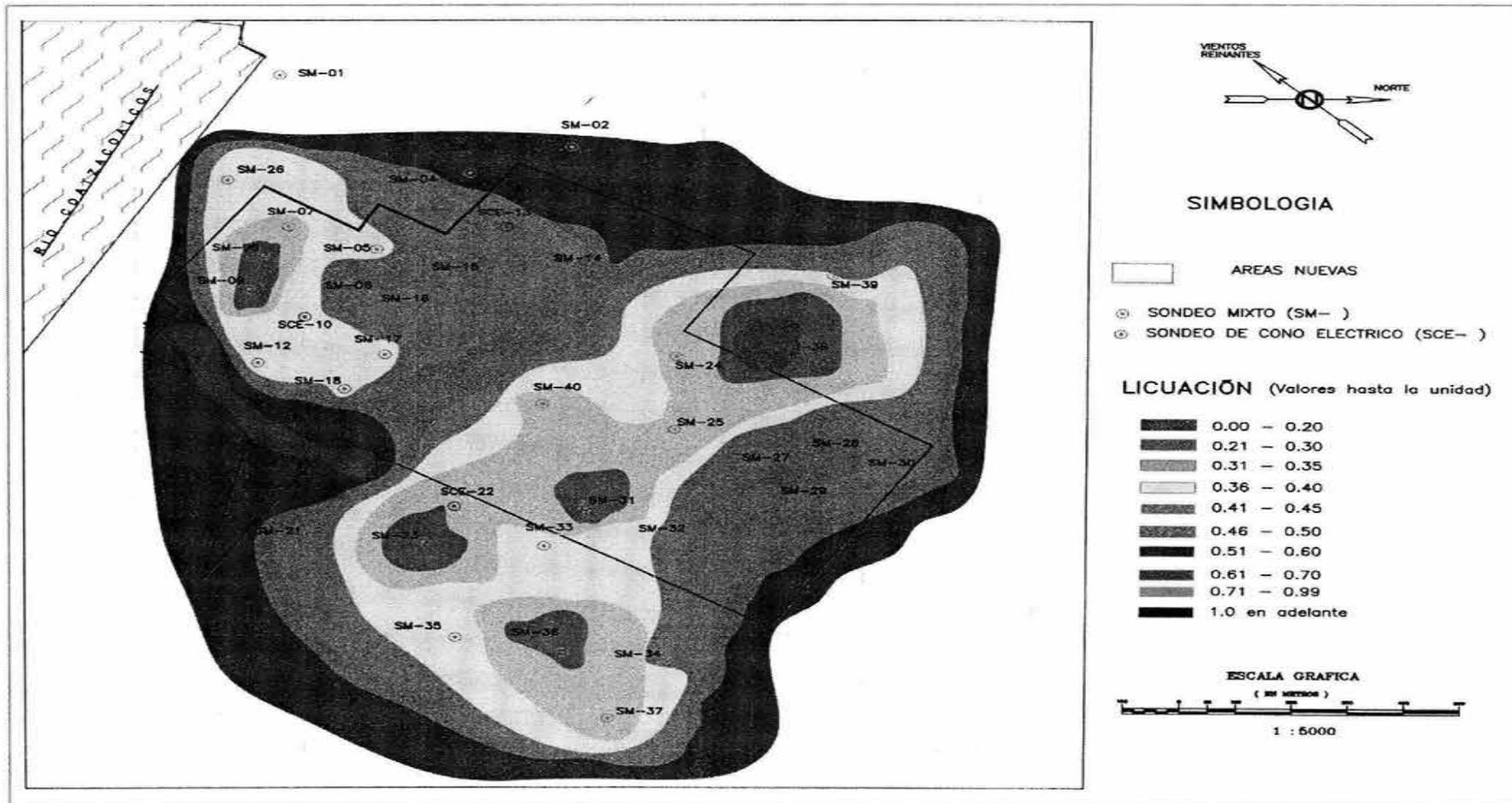


Figura 56.
Plano de licuación de arenas obtenido a partir de los Factores de Seguridad (FS) calculados.

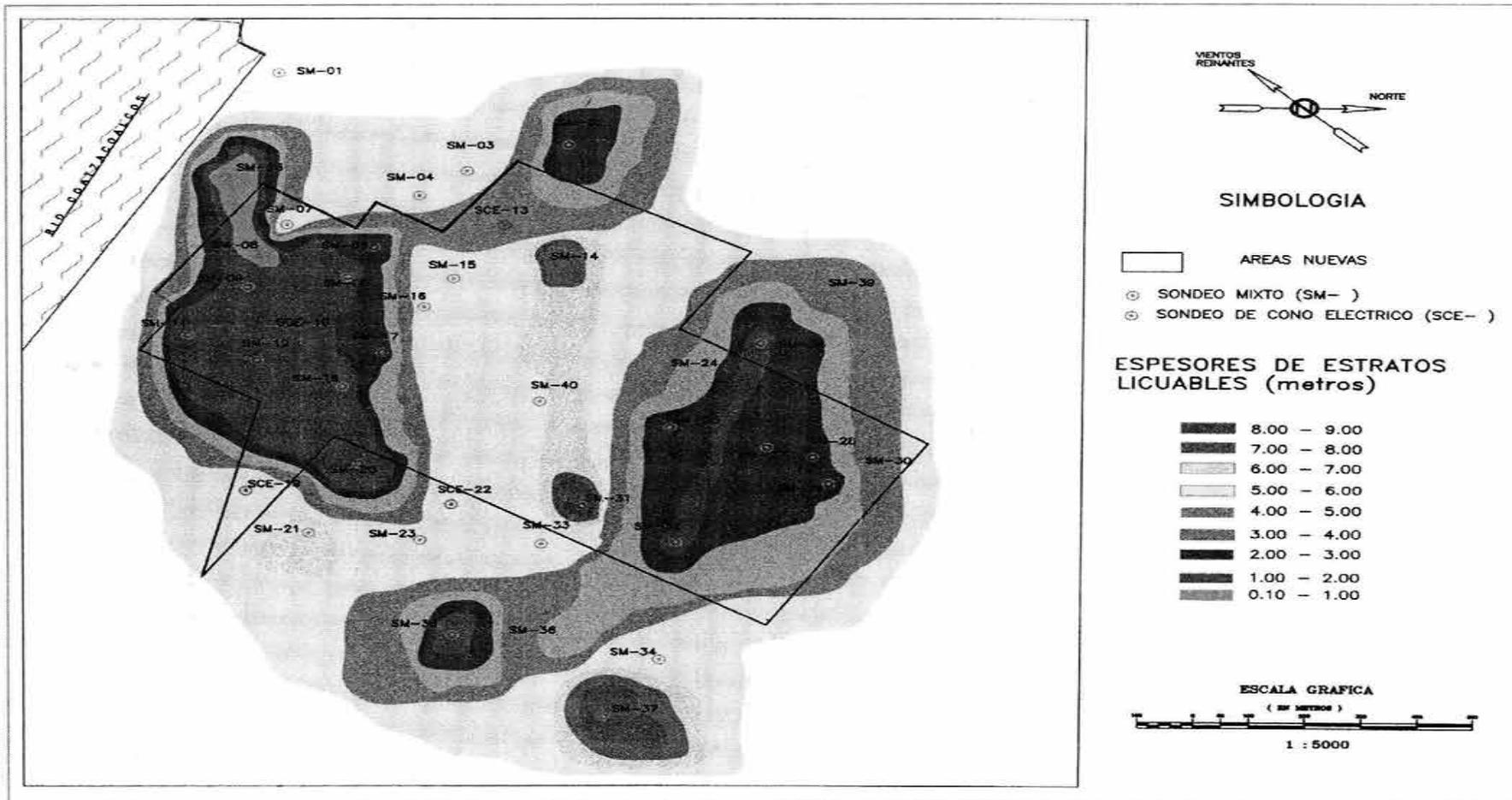


Figura 57.
Plano de espesores de los estratos licuables.

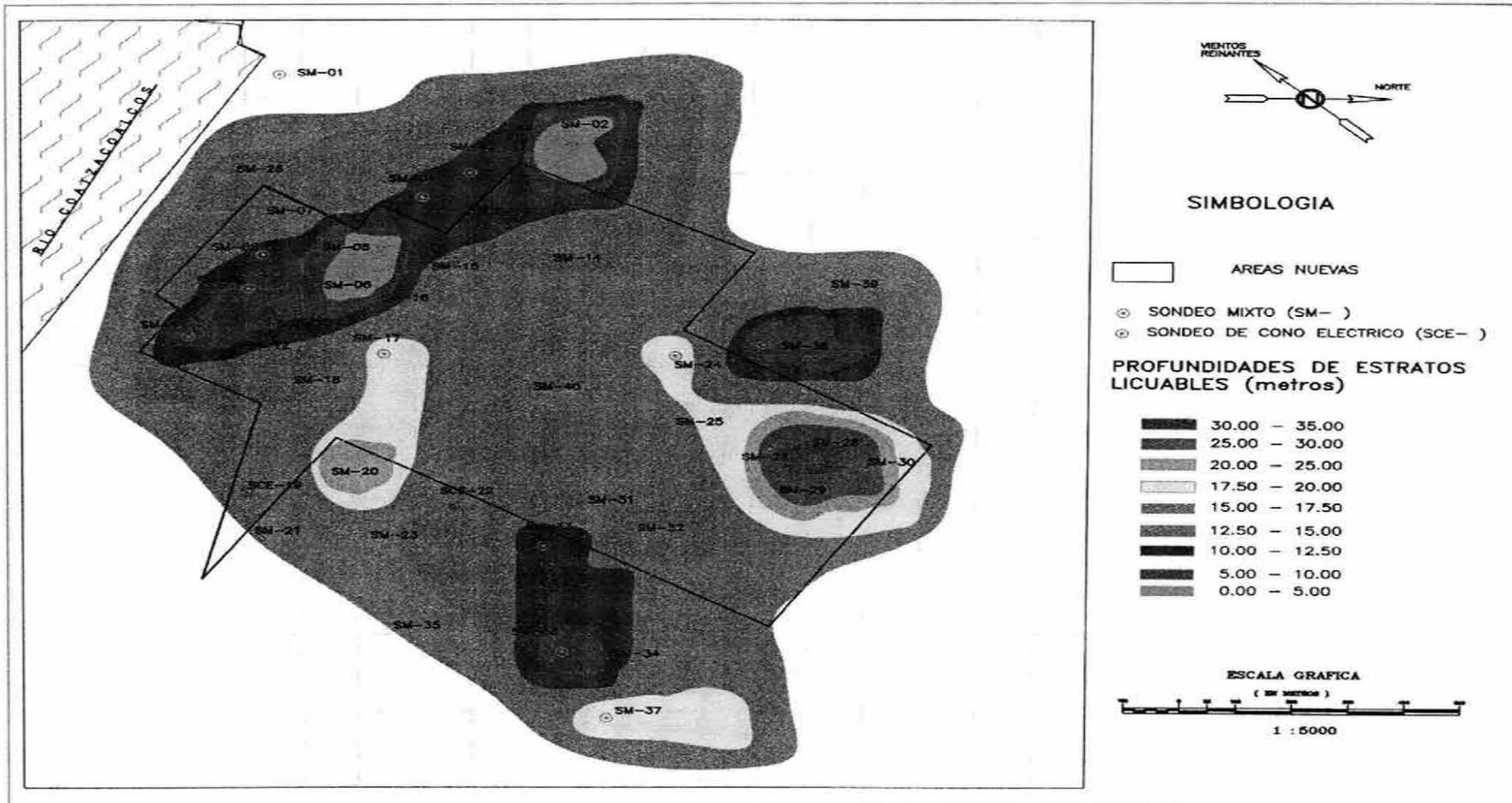


Figura 58.
Plano de profundidades donde se encuentran los estratos licuables.

6.5 CONCLUSIONES

Se ha realizado el cálculo del potencial de licuación del área correspondiente a la ampliación de la refinería Gral. Lázaro Cárdenas; y de acuerdo a lo mostrado en la tabla (8), únicamente en el sondeo SM-02 se obtiene un factor de seguridad, FS, mayor a la unidad, en dos de cuatro estratos analizados, sin embargo, en los estratos en donde el FS es menor a 1, su espesor es más grande que en donde el FS es mayor a la unidad, por lo que se considera que sí se presentará licuación en ese punto.

Cabe mencionar que se realizó un análisis utilizando un coeficiente sísmico igual a 0.1, esto de acuerdo a la zona sísmica y tipo de suelo que indica el "Manual de diseño sísmico" de la CFE, obteniéndose algunos sondeos sin licuación, esto es factores de seguridad mayores a la unidad. El coeficiente sísmico utilizado en este caso, es igual a 1.9 y proviene del estudio de riesgo sísmico en Minatitlán, Veracruz (Ordaz et al, 2000).

En la figura 56 se han dibujado las curvas de licuación de acuerdo al FS obtenido, siendo los valores promedios mínimo 0.11 y máximo 0.66, por lo que toda el área, en mayor o menor grado, se tienen altas posibilidades de presentar licuación.

La figura 57 presenta los espesores de los estratos con licuación, siendo los valores promedios 0.60 m como mínimo y máximo 8.40 m.

Finalmente, la figura 58 muestra las profundidades a las que se localizan los estratos potencialmente licuables, siendo los valores promedios mínimo 3.42 m y máximo 31.34 m. Cabe mencionar que el procedimiento simplificado recomienda tomar con cautela los valores obtenidos a profundidades mayores a aquellas en donde se ha verificado ese procedimiento (20 m aproximadamente); sin embargo, podemos notar que los puntos donde se excede esa profundidad, que corresponden a los sondeos SM-20, SM-27, SM-28, SM-29 y SM-30, son aproximadamente un 10% del total del área analizada y el 90 restante se encuentra a menos de 20 m de profundidad.

No debemos olvidar que este análisis se ha realizado únicamente con base en los resultados de los sondeos de tipo mixto, ya que sólo se contó con esta información al momento de realizar este trabajo, por lo que los resultados deben ser corroborados con otro tipo de pruebas complementarias. La principal razón es debida a las limitaciones bien conocidas del ensaye de penetración estándar, en particular las que se tienen al usarlo en suelos muy blandos o sueltos, tal como sucede en este caso. Una buena opción es el empleo de pruebas con conos sísmicos, es decir conos con dispositivos –geófonos o acelerómetros- para medir ondas sísmicas dentro del suelo, los cuales pueden utilizarse para valuar el potencial de licuación de arenas sueltas saturadas.

Sin embargo en la prueba de penetración dinámica no estándar, no se obtienen muestras y por ello sus resultados deben calibrarse primero, justamente a partir de la clasificación e identificación de muestras alteradas tomadas de la prueba de penetración estándar.

7.
ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

7.1 GENERALIDADES

Las características de esfuerzo-deformación de un suelo determinan el asentamiento que una estructura puede experimentar. Los asentamientos de las estructuras construidas sobre mantos de arcilla blanda pueden producirse lentamente y alcanzar grandes magnitudes, ya que algunas veces están enterrados profundamente, debajo de materiales más resistentes y menos compresibles.

En este capítulo se analiza la magnitud de los asentamientos que podrían presentarse en algunas estructuras que integran este proyecto, ya que pueden ser importantes y presentarse en forma diferencial si no se toman en cuenta durante el diseño de su cimentación.

Así mismo, hay que tomar en cuenta que debido a la diversidad de equipos y estructuras que se localizarán en el proyecto de ampliación de la Refinería, se tendrá que analizar distintas soluciones de cimentación, por lo que se hace una división general en estructuras de cimentación superficial y de cimentación profunda.

❑ Cimentaciones superficiales

Las estructuras ligeras se podrán desplantar mediante cimentaciones superficiales (losas de cimentación, zapatas corridas o zapatas aisladas ligadas con contratabes). La capacidad de carga de estas cimentaciones estará fuertemente influida por los rellenos y estratos de baja resistencia al corte existentes en los primeros metros del subsuelo.

En este tipo de cimentación, cuando no se toma en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad del suelo, la estructura puede sufrir fuertes hundimientos totales y diferenciales. Esto sucede usualmente cuando el esfuerzo crítico de compresión se rebasa. En instalaciones industriales esto se vuelve crucial, ya que la mayor parte de las estructuras están interconectadas por medio de tuberías, y estas pueden fallar debido a los asentamientos. Sin embargo, si se utiliza un factor adecuado de seguridad contra el rompimiento estructural de la arcilla, los hundimientos pueden ser pequeños y tolerables, los cuales pueden ser absorbidos por las juntas de unión de las tuberías.

❑ Cimentaciones profundas

Las estructuras principales, pesadas o susceptibles a asentamientos diferenciales se desplantarán mediante cimentaciones profundas (pilas o pilotes), ya sean de punta o de fricción.

Los pilotes pueden quedar sujetos a fuerzas de arrastre descendentes debido al movimiento relativo del hundimiento regional entre el estrato de apoyo, donde los pilotes quedan hincados, y los estratos que éstos atraviesan. La resistencia de la arcilla remoldeada y consolidada a lo largo del vástago del pilote se moviliza totalmente y por lo tanto, se genera una alta fricción negativa que se induce en los pilotes de este tipo de cimentaciones. Por otro lado, si el problema se relaciona con pilotes de fricción en el depósito de arcilla limosa, los pilotes son arrastrados hacia abajo por el fenómeno de hundimiento regional.

En el caso de pilotes apoyados de punta, la fricción negativa es en numerosas ocasiones tan alta, que la reducción del esfuerzo de confinamiento sobre el estrato de apoyo reduce la capacidad de carga de los pilotes a tal grado que estos penetran en el estrato de soporte. Este fenómeno induce una penetración no uniforme de los pilotes y pueden ocurrir asentamientos diferenciales de la cimentación dañando o desplomando las estructuras.

Cuando los pilotes de punta no penetran en el estrato de arena, debido a su buena capacidad de carga, la estructura emerge gradualmente de la superficie del suelo a una velocidad equivalente al diferencial del hundimiento entre la superficie y el estrato resistente. Si este fenómeno no se considera en forma apropiada, pueden resurgir otros fenómenos importantes con respecto a las estructuras adyacentes. En la práctica se recomienda basar el análisis de asentamientos en pruebas de carga.

A continuación se hace una evaluación de los asentamientos elásticos, por consolidación primaria y por consolidación secundaria, para evaluar la influencia de cada uno de ellos en los asentamientos totales. El análisis se realiza, por simplificación, en zapatas cuadradas de ancho igual a 1, 2 y 3 m.

Debido a la heterogeneidad de la estratigrafía de la zona, se determinó que el cálculo de los asentamientos se realizaría con los parámetros obtenidos del sondeo SM-29, el cual muestra los espesores más grandes arcillas, por lo que los resultados del análisis de asentamientos serán los máximos que se presenten en la ampliación de la Refinería.

Por otra parte, para tomar en cuenta el incremento de esfuerzos verticales en los estratos del suelo debido a la sobrecarga aplicada en la superficie del mismo, se aplicó la ecuación de Frolich

$$\sigma_z = \frac{XQ}{2\pi z^2} \left[1 + (r/z)^2 \right]^{-(x+2)/2} \dots\dots\dots 11$$

Esta ecuación supone que el módulo de elasticidad del suelo varía según $E = E_0 z^{x-3}$, donde E_0 es el módulo a una profundidad unitaria.
donde ,

- $x = 2$ corresponde a un suelo estratificado
- $x = 4$ para suelos en donde la compresibilidad se reduce con la profundidad
- $x = 3$ corresponde a la ecuación de Boussinesq
- Q es la carga vertical concentrada en la superficie horizontal del medio continuo
- r es la proyección horizontal de la distancia entre la carga Q y el punto P donde se evalúa el esfuerzo
- z es la profundidad del punto P
- $\nu =$ es la relación de Poisson del suelo
- $x =$ es el parámetro con valores 2, 3 ó 4

En este caso aplicamos $x = 2$ que corresponde a las condiciones estratigráficas del sitio en estudio.

7.2 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

Para evaluar los asentamientos elásticos se aplicó el criterio de I. Alpan, según el cual la deformación vertical total al centro de un área uniformemente cargada es:

$$\delta = \frac{qB}{E_s(1-\nu^2)} I_w \dots\dots\dots 12$$

donde,

- δ Asentamiento elástico total, en cm
- q Carga uniformemente distribuida, correspondiente a la primera combinación de cargas, en kg/cm^2
- B Ancho de la cimentación, en cm
- E_s Módulo de elasticidad del suelo, en kg/cm^2
- ν Relación de Poisson, adimensional
- I_w Factor de influencia, adimensional

Considerando los parámetros elásticos del estrato subyacente a la cimentación y suponiendo un comportamiento rígido de las zapatas, se calcularon los asentamientos correspondientes a la capacidad de carga admisible por resistencia al esfuerzo cortante, obteniéndose los resultados que se indican en la tabla no. 09.

Tabla No. 09 Asentamientos elásticos en zapatas cuadradas.

| ANCHO DE CIMENTACIÓN B (m) | ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS δ (cm) |
|----------------------------------|---|
| 1.0 | 0.192 |
| 2.0 | 0.565 |
| 3.0 | 1.008 |

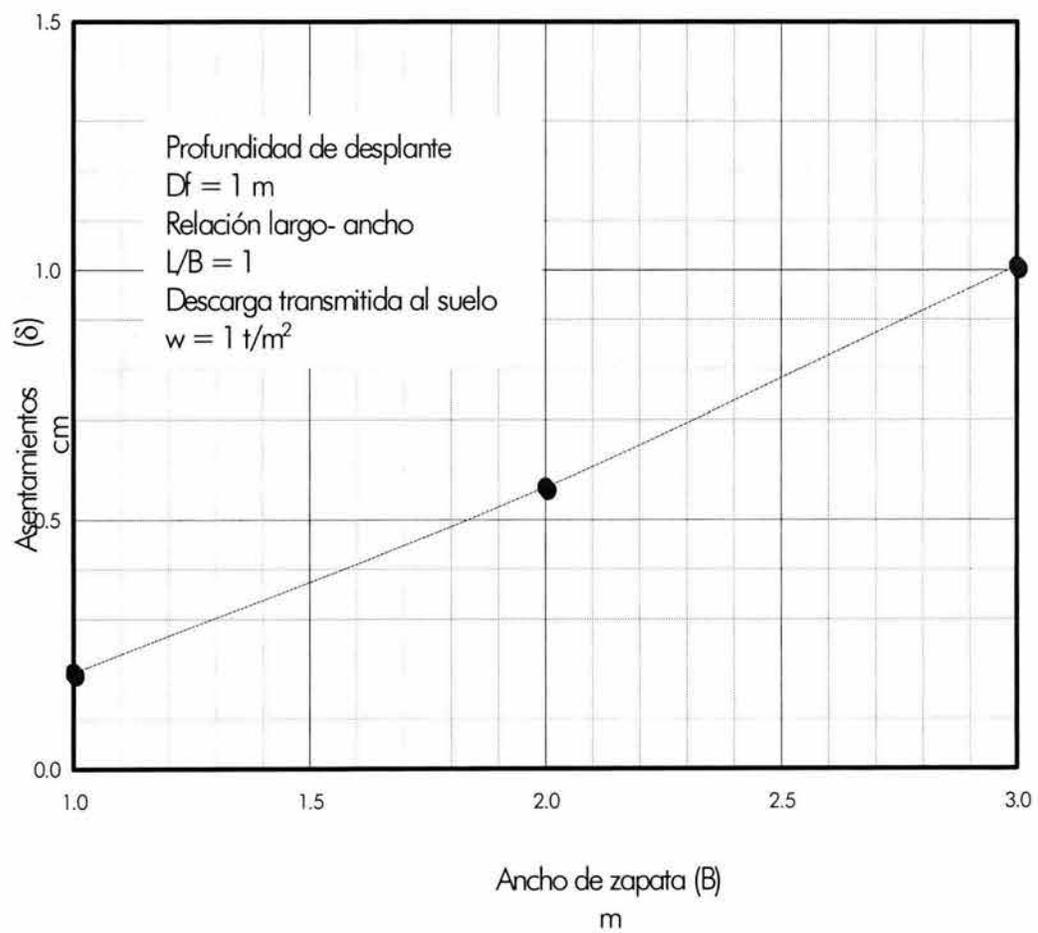


Figura 59
Asentamientos elásticos para zapatas de distintos anchos.

7.3 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA (Condiciones naturales de drenaje)

Se llama consolidación a la reducción paulatina de la relación de vacíos que sufre un suelo de baja permeabilidad sometido a cargas de larga duración. El fenómeno de consolidación puede atribuirse a la compresión y expulsión del aire contenido en los poros de los suelos parcialmente saturados y a la expulsión de agua.

Dos aspectos del fenómeno de consolidación son de interés en mecánica de suelos; la magnitud de las compresiones totales que pueden presentarse bajo distintas cargas, y la evolución con el tiempo de la compresión sufrida por un suelo bajo una carga determinada.

El proceso de la consolidación de los suelos tiene dos consecuencias importantes:

1. Conduce a una reducción del volumen de poros y, por lo tanto, a una reducción del volumen total de la masa del suelo, lo cual se manifiesta en el asentamiento de la superficie del terreno y, por consiguiente, en un asentamiento de la estructura
2. Durante la disipación del exceso de presión intersticial, el esfuerzo efectivo en la masa del suelo aumenta y por tanto se incrementa su resistencia al cortante. La consolidación y la resistencia al cortante son, por tanto, procesos que se relacionan mutuamente.

De lo anterior se deduce que cuando un suelo se consolida se produce una disminución de la relación de vacíos acompañada por un incremento del esfuerzo efectivo.

El proceso de consolidación aplica a todos los suelos, pero en la práctica sólo tiene interés en el caso de estructuras cimentadas en depósitos de arcilla. En tales casos se necesita predecir:

1. El asentamiento total de la estructura, y
2. La velocidad a la cual se produce dicho asentamiento

Estas predicciones pueden hacerse mediante una teoría apropiada para la consolidación.

□ Cálculo de Asentamientos

Basándose en los resultados de los ensayos de mecánica de suelos existentes, se determinaron los asentamientos utilizando la expresión clásica de la mecánica de suelos:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n (m_v)_i (\Delta p)_i H_i$$

.....13

donde

- ΔH Asentamiento bajo el área cargada
- $(m_v)_i$ Coeficiente de variación volumétrica del estrato i existente bajo la zona cargada
- $(\Delta p)_i$ Incremento de esfuerzo al centro del estrato i debido a la carga de la cimentación
- $(H)_i$ Espesor del estrato i
- n No. de estratos bajo la zona cargada

Los resultados se presentan en la tabla no. 10 y en forma gráfica en la figura 60.

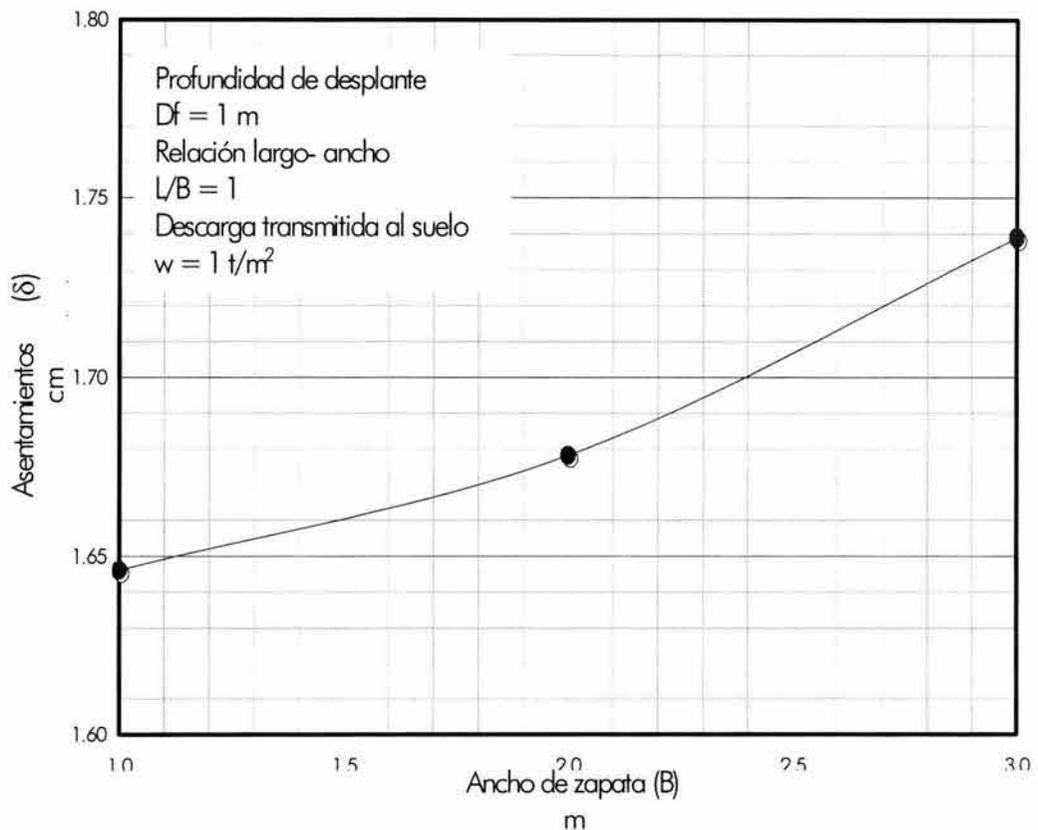


Figura 60
Asentamientos por consolidación primaria para zapatas de distintos anchos.

Tabla No. 10 Asentamientos por consolidación primaria de zapatas cuadradas

| ANCHO DE CIMENTACIÓN B (m) | ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA δ (cm) |
|---|---|
| 1.0 | 1.646 |
| 2.0 | 1.678 |
| 3.0 | 1.739 |

7.4 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN TOTAL

La consolidación secundaria es un fenómeno de flujo viscoso y el efecto se atribuye generalmente al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se reacomoda, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga.

Los sedimentos finos saturados como arcillas limosas y limos arcillosos que se encuentran en ambientes lacustres, marinos, lagunas marginales y llanuras de inundación cerca de la desembocadura de los ríos, presentan generalmente un comportamiento viscoso granular.

En general, el efecto de la compresión secundaria aumenta con el contenido de materia orgánica de un suelo, debido principalmente a que en las arcillas orgánicas el coeficiente de consolidación (C_v) y la relación de vacíos (e) varían considerablemente. En suelos altamente orgánicos y a la vez bastante porosos, tales como la turba, la compresión primaria ocurre normalmente en forma simultánea con la aplicación de la carga.

La estratigrafía del sitio en estudio, muestra algunos estratos de arcillas y limos con un contenido de materia orgánica, por tal motivo es necesario determinar la importancia de los asentamientos producidos por el fenómeno de la consolidación secundaria.

La teoría utilizada para el cálculo de la compresión secundaria es la conocida como "viscosidad íntergranular" del Dr. Zeevaert. La aplicación de esta teoría en curvas de consolidación obtenidas de pruebas de laboratorio da resultados satisfactoriamente adecuados y con la ventaja de que pueden ser obtenidos de una forma práctica.

la deformación volumétrica por consolidación total, primaria y secundaria, se obtiene con la siguiente ecuación

$$\Delta \epsilon_v = M_v \Delta p \Omega \quad \dots\dots\dots 14$$

donde,

Ω = Parámetro equivalente al grado de consolidación en la teoría de Terzaghi

m_v = Módulo de variación volumétrica, en cm^2/kg

Δp = Sobrecarga aplicada, en kg/cm^2

la deformación unidimensional se calculará como:

$$\Delta h = M_v \Delta p H \Omega \quad \dots\dots\dots 15$$

Los otros parámetros que intervienen en la definición del grado de consolidación pueden ser calculados mediante las expresiones que se indican a continuación para un nivel de esfuerzo correspondiente a cada una de las curvas de consolidación.

$$\Omega = U + \beta \log (1 + \xi T_v) \quad \dots\dots\dots 16$$

donde,

U y T_v Tienen el mismo significado que para la teoría de Terzaghi.

$\beta = m_t/m_v$ factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular con

$$m_t = C_t / (2H \Delta p) \quad \dots\dots\dots 17$$

$$m_v = \delta_v / (2H \Delta p) \quad \dots\dots\dots 18$$

donde,

$2H$ = Espesor original total del espécimen, en cm.

Δp = Incremento de carga de la etapa considerada, en kg/cm^2

Para la obtención de los parámetros de la viscosidad intergranular se utilizó el programa VINTER (Umaña, et al.,2001).

A continuación se muestran los asentamientos que se producirán con el paso del tiempo, desde 0.5 hasta 50 años, en zapatas de distintos anchos y con una sobrecarga igual a 1 ton/m^2 .

Tabla No. 11 Asentamiento por consolidación secundaria de zapatas cuadradas

| AÑOS | ASENTAMIENTO cm | | |
|------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | Ancho de zapata B=1.0 m | Ancho de zapata B=2.0 m | Ancho de zapata B=3.0 m |
| 0.5 | 10.778 | 12.437 | 12.851 |
| 1.0 | 11.301 | 13.209 | 13.723 |
| 2.0 | 11.919 | 14.124 | 14.762 |
| 5.0 | 12.827 | 15.475 | 16.298 |
| 10.0 | 13.551 | 16.556 | 17.529 |
| 20.0 | 14.291 | 17.661 | 18.789 |
| 50.0 | 15.281 | 19.141 | 20.478 |

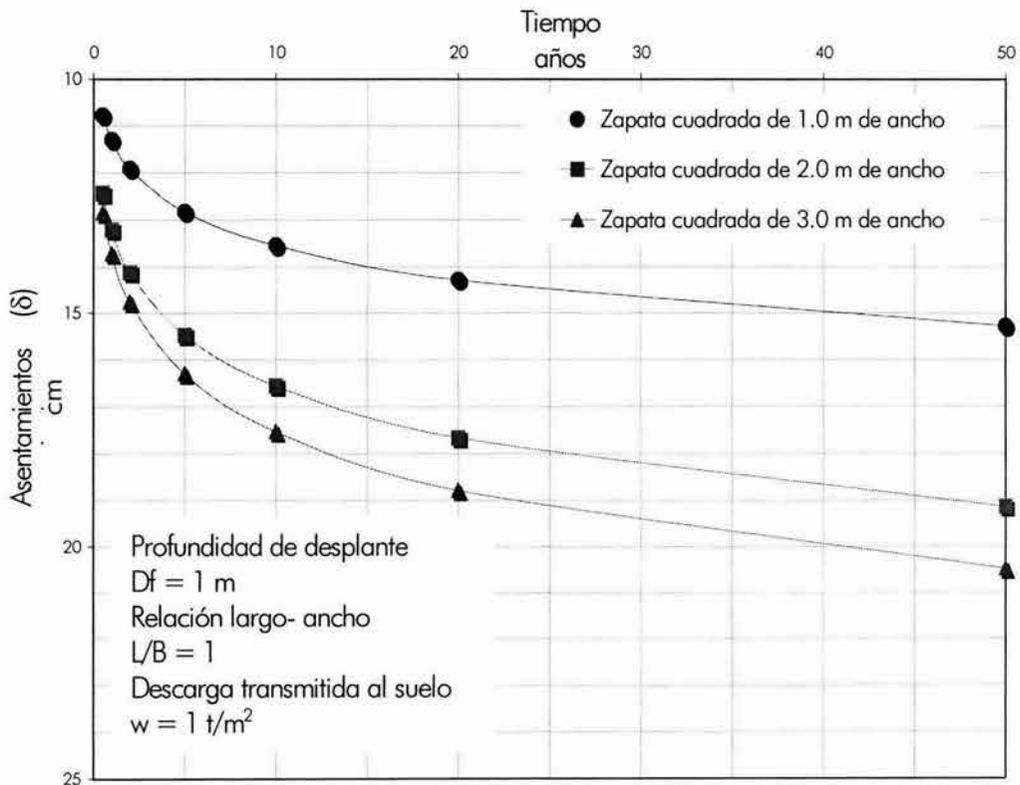


Figura 61 Asentamientos por consolidación secundaria para zapatas de distintos anchos.

7.5 CONCLUSIONES

Durante el análisis de asentamientos, se comprobó que su magnitud está regida por los estratos de baja resistencia al corte, presentes en los primeros metros del subsuelo, así, los estratos más compresibles son los más superficiales. Derivado de esta conclusión podemos decir que las cimentaciones profundas no sufrirán asentamientos de importancia, ya que tanto los pilotes de punta como los de fricción están desplantados en los estratos menos compresibles; sin embargo es necesario la realización de pruebas de carga para verificarlo.

Para el análisis de cimentaciones superficiales, por simplificación se analizó la solución con zapatas cuadradas de 1, 2 y 3 m de ancho aplicándoles un esfuerzo de 1 ton/m². A continuación se muestra un resumen de los resultados obtenidos

Tabla 12 Resumen de resultados de análisis de asentamientos

| ANCHO DE ZAPATA (B) | ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS | ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA |
|--|------------------------------------|---|
| <i>m</i> | <i>cm</i> | <i>cm</i> |
| 1.0 | 0.192 | 1.646 |
| 2.0 | 0.565 | 1.678 |
| 3.0 | 1.008 | 1.739 |
| % que representan en promedio | 3 % | 9 % |

| ANCHO DE ZAPATA (B) | ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA | | | DIFERENCIA DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA | |
|--|---|-------------|--------------|---|--------------|
| | <i>m</i> | <i>cm</i> | <i>cm</i> | <i>cm</i> | |
| | 0.5 años | 20 años | 50 años | 0.5 a 20 años | 20 a 50 años |
| 1.0 | 10.778 | 14.291 | 15.281 | 3.513 | 0.990 |
| 2.0 | 12.437 | 17.661 | 19.141 | 5.224 | 1.480 |
| 3.0 | 12.851 | 18.789 | 20.478 | 5.938 | 1.689 |
| % que representan en promedio | 66 % | 92 % | 100 % | | |

Como se puede ver, los asentamientos elásticos y los asentamientos producto de la consolidación primaria resultan despreciables en comparación con los que se producirán por el fenómeno de viscosidad intergranular.

En esta tabla se presentan los resultados por consolidación secundaria en distintos periodos de tiempo, y si consideramos que a los 50 años la consolidación secundaria habrá llegado a su fin, entonces a los seis meses de construcción se alcanzará el 66% de los asentamientos totales y a los 20 años el 92 %.

A partir de estos resultados se comprueba la necesidad de realizar un mejoramiento del suelo con el objeto de disminuir la magnitud de los asentamientos.

8.
MÉTODOS DE
MEJORAMIENTO DE SUELOS

8. MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS

A continuación se mencionan algunos métodos de mejoramiento de suelos utilizados para mitigar los efectos de la licuación de arenas y la deformabilidad de los suelos.

8.1. LICUACIÓN DE ARENAS

8.1.1 Drenes de grava

Control de la presión de poro para reducir el incremento de la misma, dando una presión de poro baja (A. Ramírez, 2002).

VENTAJAS

- ❑ Gran parte de la resistencia y rigidez del suelo son preservadas
- ❑ Evita grandes asentamientos, los cuales pueden ser diferenciales
- ❑ El suelo y la presión de poro baja serían gobernados sólo por la consolidación
- ❑ Previene gradientes hidráulicos que provocarían arrastre de finos hacia los drenes de grava
- ❑ Durante la carga sísmica el esfuerzo cortante i se divide entre el suelo circundante y los drenes de grava, lo cual incrementaría toda la estabilidad
- ❑ El sistema de drenaje es rápido y eficiente si la relación de presión de poro se mantiene por debajo de 0.5
- ❑ Para valores de relación de presión de poro mayores a 0.5 la eficiencia del drenaje disminuye conforme aumenta la presión de poro.
- ❑ Para valores de relación de poro iguales a uno, el drenaje a través de la grava es drásticamente reducido y el asentamiento es grande y se produce a una gran velocidad.
- ❑ La zona de influencia del drenaje por los drenes es limitada aproximadamente a un diámetro desde el centro de los drenes
- ❑ El dren de grava debe ser bien graduado para prevenir la obstrucción y para que se tenga eficiencia en el drenaje.

LIMITANTES

- ❑ Los drenes de grava no parecen ser muy efectivos para niveles altos de aceleración (mayores de 0.2 g) debido a que la capacidad de flujo se afecta por altos valores de presión de poro
- ❑ El problema más importante que se puede presentar es la obstrucción del dren
- ❑ Un dren bien diseñado puede prevenir la licuación, pero la misma disipación de la presión de poro ocasiona asentamientos, por lo que es importante tomarlos en cuenta

8.1.2 Compactación dinámica

Consiste en dejar caer repetidamente pesos de gran magnitud de una altura entre 20 y 40 m (SMMS, 2002).

VENTAJAS

- ❑ Su eficiencia depende de la energía proporcionada por los impactos, siendo función del peso, altura de caída, espaciado de la cuadrícula y número de caídas en cada punto.
- ❑ La profundidad económica de mejoramiento para cualquier tipo de suelo, incluyendo rellenos hidráulicos es de aproximadamente 12.0 m

LIMITANTES

- ❑ Este método no mejora suelos cohesivos por debajo del NAF
- ❑ La presencia de capas blandas tiene un efecto de amortiguamiento de las fuerzas dinámicas, por lo que se reduce la eficiencia del método
- ❑ Daño potencial para estructuras vecinas debido a grandes vibraciones, ruido y posible voladura de escombros
- ❑ No se puede aplicar en predios pequeños por problemas de instalación del equipo
- ❑ Es un método muy costoso

8.1.3 Compactación por medio de explosivos

Consta de la detonación de cargas en una profundidad determinada. La detonación tiene una secuencia horizontal y vertical, diseñada para maximizar el ciclo de carga y por lo tanto la eficiencia de la densificación, con lo que se restringe que se produzcan grandes vibraciones en un solo lugar (A. Ramírez, 2002).

VENTAJAS

- ❑ Suelos granulares han sido compactados por explosivos bajo una profundidad de aproximadamente 40 m para reducir el potencial de licuación
- ❑ Este método también se utiliza para desplazar suelos muy blandos

LIMITANTES

- ❑ Son eficiente solamente en suelos saturados y especialmente en suelos no cohesivos o con un contenido de finos menor al 20%.
- ❑ Con pocas cantidades de arcilla reduce substancialmente la eficiencia de este método
- ❑ Poca densificación arriba de 1 m de profundidad y puede permanecer material suelto alrededor de los puntos de explosión.
- ❑ Los resultados pueden ser no muy buenos comparándolos con otros, especialmente en estratos parcialmente saturados o no saturados.
- ❑ Daña el medioambiente, por lo que se recomienda en lugares aislados

8.1.4 Vibro-compactación

Se utiliza un vibrador de fondo, el cual proporciona vibraciones horizontales y verticales en su punta inferior, las cuales son generadas por pesos excéntricos que se encuentran en la flecha del vibrador. Estos métodos donde se emplea este tipo de vibrador también se les conoce como VIBROFLOTACIÓN (SMMS, 2002).

VENTAJAS

- ❑ La compactación depende de la intensidad de la vibración y de las propiedades del suelo como son: la composición y la forma de los granos
- ❑ Es más efectiva en arenas limpias sin embargo, hay casos extraordinarios donde la compactación por vibrado fue eficiente para densificar suelos con cantidades considerables de arcilla y limos.
- ❑ Se han logrado mejoramientos a profundidades de 30m, pero las típicas son de 9 a 15 m
- ❑ El nivel freático y sus variaciones no afectan la estabilización de los suelos
- ❑ El mejoramiento depende del tipo de suelo, espaciamiento de los puntos de mejora y el tiempo de mejora
- ❑ Los asentamientos de suelos granulares alcanzan de un 5 a un 15% de la profundidad tratada.
- ❑ Se reducen los asentamientos totales y diferenciales
- ❑ En general es aplicable a arenas con un contenido de finos del 10 al 15%
- ❑ El efecto de la densificación disminuye en forma exponencial conforme aumenta la distancia horizontal respecto al vibrador

LIMITANTES

- ❑ Una limitante es la presencia de estructuras cercanas debido a los asentamientos que se producen
- ❑ No es efectiva en suelos con contenido de finos de 15-20%, porque la cohesión entre las partículas no permiten el reacomodo y compactación.
- ❑ La licuación es total hasta distancias de 30 a 50 cm del vibrador, haciéndose nulo el efecto a 2.5 m, debido al amortiguamiento del propio terreno

8.1.5 Vibro-sustitución

(conocido también como columnas de grava, o vibroreemplazo)

Se utiliza un vibrador de fondo, el cual es introducido por vibración y con aire o agua a presión a la profundidad deseada. A partir de ese momento es alimentado con un relleno de grava desde la superficie por capas y de forma anular, o de la punta del vibrador; el suelo tiende a apisonar las gravas contra las paredes de la cavidad, lo cual densifica más al material, en suma de la densificación debida al manejo de la sonda con desplazamiento y vibración (A. Ramírez, 2002).

VENTAJAS

- ❑ Incrementa la densidad del suelo proporcionando drenaje para el control de la presión de poro
- ❑ Introduce un elemento rígido causando una disminución de esfuerzos en el suelo, ya que se da una mayor concentración de esfuerzos en los elementos rígidos
- ❑ Provoca un efecto de deformación limitada
- ❑ Se obtiene una relación de presión de poro baja.
- ❑ Aumenta la resistencia del conjunto disminuyendo los asentamientos y haciéndose más uniformes. Las columnas al no ser totalmente rígidas tienden a tener una cierta deformación lateral cuando se aplican cargas,

transmitiendo presiones laterales al suelo que las envuelve, que resiste movilizándolo su resistencia al corte

- ❑ La vibro sustitución se aplica en suelos de relleno, cohesivos y mixtos
- ❑ Para la aplicación de esta técnica hay dos métodos: por vía húmeda y por vía seca. En el caso de suelos finos blandos se utiliza la vía seca

LIMITANTES

- ❑ Su alto costo es la principal limitante.

8.1.6 Compactación por vibración

Consiste en introducir una sonda metálica a la profundidad deseada dentro del depósito de suelo. Posteriormente se conecta un vibrador en la parte superior, que genera movimiento vibratorios verticales u horizontales provocando que el suelo circundante a la sonda se compacte por el manejo de ésta (A. Ramírez, 2002).

VENTAJAS

- ❑ Adecuado para utilizarlo en depósitos de arena media a fina
- ❑ Se recomienda no emplear este método en depósitos de arenas gruesas y grava con un coeficiente de permeabilidad, $k > 10^{-2}$ m/s.

LIMITANTES

- ❑ En suelos parcialmente saturados, debido a la cohesión aparente, se dificulta el reacomodo de las partículas en un arreglo más compacto.
- ❑ A mayor contenido de finos menor la eficiencia, para suelos con un contenido de finos mayor del 20% es muy pobre el mejoramiento que se obtiene
- ❑ En suelos con una compacidad mayor del 70% es difícil obtener un mejoramiento
- ❑ En depósitos de arena que contengan lentes de limo o arcilla disminuye el efecto de compactación

8.1.7 Inyección de compactación

La inyección de compactación utiliza un mortero de cemento y arena de bajo revenimiento, formando bulbos de mortero que desplazan y densifican el suelo (A. Ramírez, 2002).

VENTAJAS

- ❑ Existencia de equipo compacto
- ❑ Ideal para corregir asentamientos de estructuras existentes.
- ❑ Versátil, ya que tiene varias aplicaciones además del mejoramiento de suelos potencialmente licuables.
- ❑ Su costo es accesible.

LIMITANTES

- ❑ Volumen de inyección variable, por lo que se tienen que realizar pruebas de calibración.

8.2. DEFORMABILIDAD

8.2.1 Jet Grouting

Consiste en mezclar, cortar y excavar el material in situ, a través de energía hidráulica a alta velocidad y remplazarlo por una mezcla de suelo-cemento (SMMS, 2002).

VENTAJAS

- ❑ Disminuye la compresibilidad y mejora la capacidad de carga
- ❑ Disminución de la permeabilidad
- ❑ Versátil, por lo que resulta adecuado para un rango amplio de suelos desde aglomerados hasta arcillas de alta plasticidad
- ❑ Al incrementar la resistencia del suelo, la profundidad de penetración disminuye
- ❑ A mayor coeficiente de permeabilidad del suelo, aumenta la profundidad de penetración

LIMITANTES

- ❑ El tiempo requerido para la máxima penetración es mayor en suelos cohesivos
- ❑ El volumen de suelo afectado es mayor que el diámetro de la perforación y se incrementa al aumentar el tamaño de partículas
- ❑ Al incrementar la densidad seca, se produce una disminución en la profundidad de penetración en un suelo y esto llega a ser muy pronunciado en suelos cohesivos
- ❑ En arcillas, limos y arenas con finos, la profundidad de penetración máxima se alcanza a una saturación del 100% y la penetración mínima un grado de saturación entre 40 y 50%

8.2.2 Inclusiones rígidas

Entre las técnicas para el control de hundimientos en suelos blandos debido al peso de las estructuras y de los abatimientos piezométricos, se encuentran las inclusiones que son elementos de forma cilíndrica no conectados con la estructura, que pueden incluirse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas (SMMS, 2002).

VENTAJAS

- ❑ Disminución de los asentamientos debido a la transferencia de una parte importante de los esfuerzos soportados por el suelo a estos elementos.
- ❑ Facilidad de colocación
- ❑ Mínima interacción con la estructura

LIMITANTES

- ❑ La complejidad para evaluar la interacción inclusión-suelo (se puede evaluar con el método de elementos finitos, MEF).

8.2.3 Drenes prefabricados

Su objetivo es similar a los drenes de grava. Este método es popular para el drenaje de suelos blandos y compresibles ya que ayudan a la consolidación (A. Ramírez, 2002).

VENTAJAS

- ❑ Fácil instalación
- ❑ Pueden ser utilizados en espacios reducidos, con cualquier inclinación y muy cerca de estructuras existentes
- ❑ Consistencia en la calidad, se tiene un mayor control de calidad, que en drenes de grava, por lo que se tiene una mayor confianza en cuanto a su funcionamiento
- ❑ Refuerzo a la tensión
- ❑ Bajo peso, por lo que es fácil su manejo
- ❑ Bajo costo
- ❑ El equipo que se utiliza para su instalación puede ser ligero y pequeño
- ❑ Pueden ser instalados a cualquier profundidad, estáticamente o dinámicamente, por lo que puede usarse en zonas urbanas y cerca de estructuras existentes

LIMITANTES

- ❑ Estos drenes no han sido utilizados para reducir la presión de poro generada por los sismos
- ❑ Poca capacidad para drenar durante un sismo, esto se ve reflejado en un área pequeña de influencia de drenaje, esto se debe a las dimensiones del dren prefabricado.

8.2.4 Precarga

Consiste en colocar sobre el terreno una carga igual a la carga definitiva, eventualmente aumentada de una sobrecarga (SMMS, 2002)..

VENTAJAS

- ❑ Acelera el desarrollo de los asentamientos de consolidación primaria
- ❑ Acelera la aparición y el desarrollo de asentamientos de consolidación secundaria
- ❑ Aumenta la resistencia no drenada del suelo

LIMITANTES

- ❑ El tiempo, el cual puede disminuir al utilizar la precarga con un sistema de drenes

La siguiente figura muestra los intervalos de tamaño de partículas para los cuales son aplicables los diferentes métodos de mejoramiento de suelos (Ledbetter, 1985), por lo que podemos notar que algunos métodos se pueden utilizar para mitigar la licuación de arenas y a la vez disminuye la deformabilidad de los estratos compresibles.

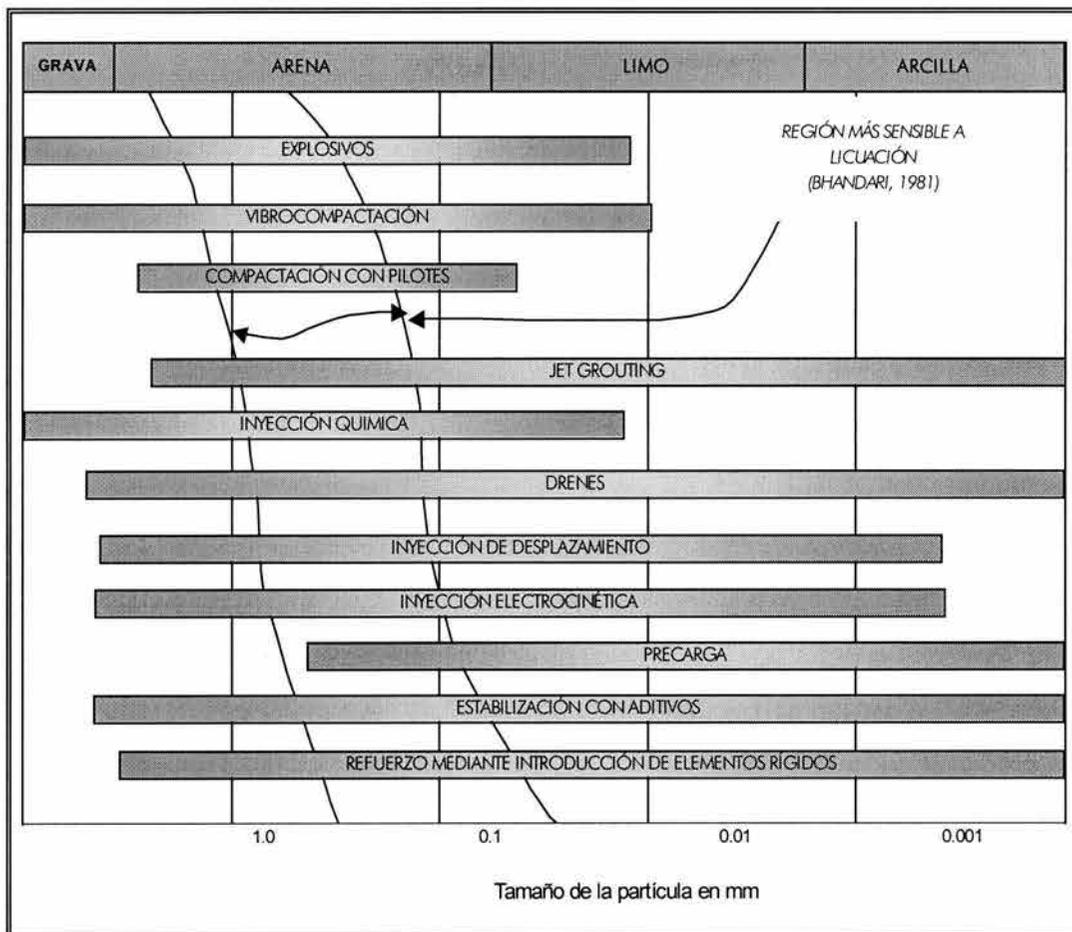


Figura 62
Intervalos de tamaño de partículas para los cuales son aplicables los diferentes métodos de mejoramiento de suelos (Tomado de A. Ramírez, 2002).

De acuerdo con lo anteriormente descrito, en el siguiente capítulo se analizarán los métodos de mejoramiento que son más adecuados tanto por las características del subsuelo, así como por las restricciones impuestas al trabajar cerca de una industria en operación.

9.
ANÁLISIS GEOTÉCNICO
Y EVALUACIÓN DE
ALTERNATIVAS VIABLES

9. ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS VIABLES

PEMEX contrato a la compañía Cimentaciones Mexicanas S. A. de C. V. para la realización de diversas pruebas aplicando métodos de mejoramiento masivo de suelos, los cuales son compactación dinámica, vibroflotación e inyecciones por compactación, con el objeto de verificar su eficacia en la atenuación del fenómeno de licuación de arenas. Como resultado de estas pruebas se determinó que la vibroflotación no es el método más adecuado para el mejoramiento de las arenas finas, ya que por una parte existieron problemas para lograr la penetración total del vibrador y en la obtención de columnas de grava de diámetro uniforme, y por la otra, hay escasez de gravas en la región, encareciendo el costo del mejoramiento.

Así mismo, para disminuir los asentamientos de los estratos compresibles debido a la consolidación de los suelos, construyó cinco terraplenes de carga de dimensiones y características similares, ubicando dos en el área destinada a albergar las áreas de proceso y el resto en el área del nuevo camino de acceso. Nuestro interés son los terraplenes realizados en la zona donde se situarán las nuevas plantas de la refinería, así que sólo se analiza la información de dos de ellos, siendo la diferencia entre ambos, que a uno de ellos se le instalaron drenes prefabricados y al otro no.

Con base a la información obtenida de estos estudios geotécnicos se ha desarrollado el presente capítulo.

9.1 ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL MÉTODO PARA DISMINUIR LA DEFORMABILIDAD DEL SUELO

9.1.1 Terraplenes de carga

El objeto de aplicar una carga temporal en un sitio de construcción es mejorar los suelos bajo la superficie. En suelos finos se busca por una parte la aceleración del proceso de la consolidación del suelo (primaria y secundaria), y así evitar asentamientos totales o diferenciales importantes, a mediano o largo plazo, y por otra, aumentar la cohesión no drenada del suelo y por tanto la capacidad de carga del terreno

La precarga se clasifica en dos tipos

1. Precarga simple

Consiste en colocar sobre el terreno una carga igual a la carga definitiva, eventualmente aumentada. En el caso de una precarga con sobrecarga, se remueve la sobrecarga cuando los asentamientos inducidos garantizan el buen comportamiento de la obra futura. El incremento de la capacidad de carga del terreno se logra generalmente

mediante una construcción por etapas y resulta útil cuando la resistencia inicial del suelo es insuficiente para soportar la estructura definitiva sin que se presente la falla; cada etapa conduce a un mejoramiento del suelo que permite la realización de la etapa siguiente. El incremento de resistencia puede calcularse a partir de los resultados de pruebas triaxiales Consolidadas-No drenadas (CU).

2. Precarga con sistema de drenaje

Con el objeto de aumentar la eficiencia de la precarga, se instala previamente un sistema de drenaje constituido por drenes verticales o trincheras drenantes. El sistema, inicialmente inerte, se vuelve activo cuando se carga el suelo. Los drenes verticales, generalmente colocados en tres bolillo, pueden ser de arena o prefabricados (cartón o plástico).

En términos generales, los drenes verticales son menos eficientes cuando el suelo contiene una proporción significativa de materia orgánica y que, por tanto, existe una consolidación secundaria importante.

Una condición para que los drenes cumplan eficientemente con su función es que el procedimiento constructivo de los mismos evite en todo lo posible el remoldeo del suelo circundante, ya que el remoldeo tiende a reducir la permeabilidad y a aumentar la compresibilidad del suelo.

Los suelos tratados con drenes se recubren siempre con una capa drenante con un espesor de por lo menos 0.5 a 1 m y, en todo caso, superior al asentamiento esperado. Es conveniente que el material de la capa drenante sea ligero tomando en cuenta que una parte importante del mismo permanecerá en el sitio después de remover la sobrecarga. Esta capa se coloca generalmente antes de construir los drenes para facilitar el tránsito de los equipos de perforación y de servicio. Para evitar la incrustación de la capa drenante en el suelo blando, es necesario apoyarla sobre un lecho de geotextil o una combinación de geotextil y geomalla.

Para verificar la eficiencia de la precarga, es necesario medir la evolución de los asentamientos en diferentes puntos y a diferentes profundidades mediante bancos de nivel y placas de asentamientos, verificar la disipación de las presiones intersticiales dentro del subsuelo durante el proceso y medir el aumento de la resistencia al corte no drenada del suelo al terminar el tratamiento.

9.1.2 Influencia de la precarga en los asentamientos

De acuerdo con el proyecto, el nivel promedio de piso terminado de la plataforma será el +5.00, mientras que el nivel promedio del terreno natural está a +2.5, lo que implica que los espesores de rellenos de proyecto serán del orden de 2.5 m en promedio. Estos rellenos sufrirán asentamientos de importancia debido a la carga por peso propio que aplicarán al subsuelo y a las características de compresibilidad de éste.

En el informe referido se describe el procedimiento de construcción de los terraplenes de carga, los cuales poseen una altura de 2.5m, de acuerdo al espesor promedio, y transmiten una sobrecarga al subsuelo del orden de 5.0 ton/m², tomando en cuenta que su peso volumétrico seco es de 1780 kg/m³ y su contenido de agua del 15%. También se realizó la instalación de los drenes verticales prefabricados, y de los diferentes dispositivos de instrumentación tales como:

- Placas que sirvieron como referencias topográficas para hacer nivelaciones periódicas y registrar los asentamientos del subsuelo.
- Piezómetros abiertos, tipo Casagrande, y neumáticos, para medir la presión de poro en el subsuelo.
- Inclínómetros, para medir la componente de desplazamiento horizontal del movimiento inducido por la precarga al desplazar al suelo blando.

Este fenómeno de asentamiento de los rellenos influirá de dos maneras en el proyecto si no se toman las medidas al respecto recomendadas:

- a) Ocurriría un fenómeno similar al hundimiento regional, con la presencia de asentamientos totales y diferenciales que pueden afectar a las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como a las estructuras desplantadas superficialmente y a los pavimentos.
- b) Este fenómeno provocaría fricción negativa sobre las cimentaciones profundas (pilotes o pilas) reduciendo de manera importante su capacidad de carga admisible útil.

En los cálculos efectuados para conocer los asentamientos producidos por la precarga, bajo las mismas condiciones en que se efectuaron los terraplenes de prueba, tenemos que para un periodo de tres meses, un terraplén sin drenes verticales logra un asentamiento de 18 cm, mientras que con drenes verticales los asentamientos son del orden de los 23 cm. Para el caso de un terraplén con drenes de arena con un diámetro de 30 cm, a los 6 meses se calculó un asentamiento de 37 cm.

Tabla 6.
Evolución de los asentamientos producidos por distintos tipos de precarga.

| TIPO DE PRECARGA | TIEMPO | | | | | | | |
|--|---------------|----|---------------|----|---------------|----|---------------|----|
| | 3 meses | | 6 meses | | 12 meses | | 30 meses | |
| | δ (cm) | % |
| Precarga simple | 18 | 45 | 25 | 63 | 32 | 83 | 39 | 96 |
| Precarga con drenes de geotextiles | 23 | 58 | 32 | 82 | 38 | 97 | | |
| Precarga con drenes verticales de arena | 34 | 91 | 37 | 99 | | | | |

De acuerdo con el informe de CIMESA, en el terraplén de prueba sin drenes verticales, se han producido asentamientos en un período de 3 meses con magnitud que en general está comprendida entre 10 y 20cm, mientras que en el terraplén con drenes verticales los asentamientos registrados en el mismo período son ligeramente mayores cuya magnitud se encuentra en general entre 15 y 25cm.

A continuación se muestra la gráfica de las deformaciones que se generarán en el tiempo por efectos de este relleno.

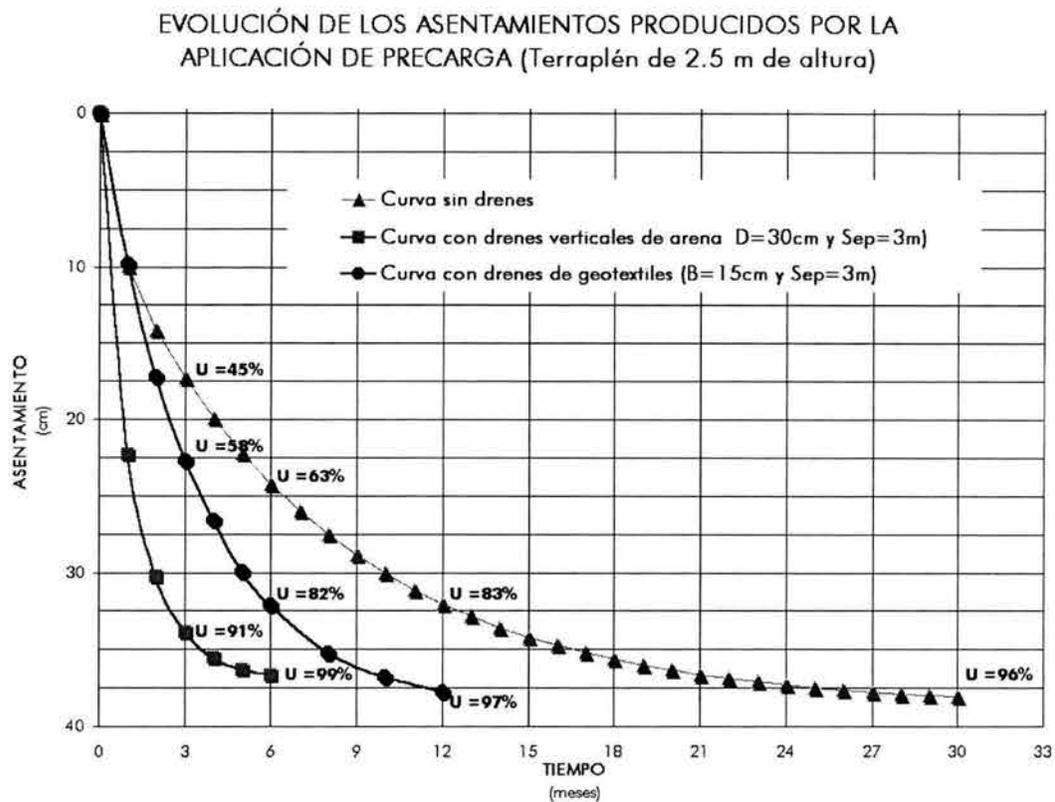


Figura 63
Evolución de los asentamientos producidos por la precarga.

9.2 ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LOS MÉTODOS PARA DISMINUIR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN

9.2.1 Inyecciones de compactación

El método de inyecciones de compactación consiste en la inyección a presión de un mortero de cemento y arena de bajo revenimiento (menos de 2 cm) para desplazar y compactar el suelo. La inyección de compactación es rígida y desplaza al suelo formando un bulbo de mortero, éste bulbo de mortero crece a medida que se inyecta más material, actuando como gato hidráulico que desplaza y compacta al suelo a su alrededor en dirección radial. La masa del mortero puede ser de 60 cm o más de diámetro. La aplicación de mortero por compactación se puede usar en casi cualquier tipo de material granular, incluyendo arenas finas a medianas e inclusive arcillas con drenaje adecuado.

Entre los beneficios reportados está el refuerzo del suelo, el cual es función de la diferencia de la rigidez entre el subsuelo y el mortero introducido, así como de la tasa de incorporación del mortero. La inclusión de mortero tiene gran influencia en la reducción de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y por lo tanto en la mitigación del potencial de licuación. Otro beneficio es la densificación que se logra, donde el mecanismo de compactación se debe al desplazamiento del subsuelo inducido por el mortero, de bajo revenimiento, el cual es bombeado a una determinada presión.

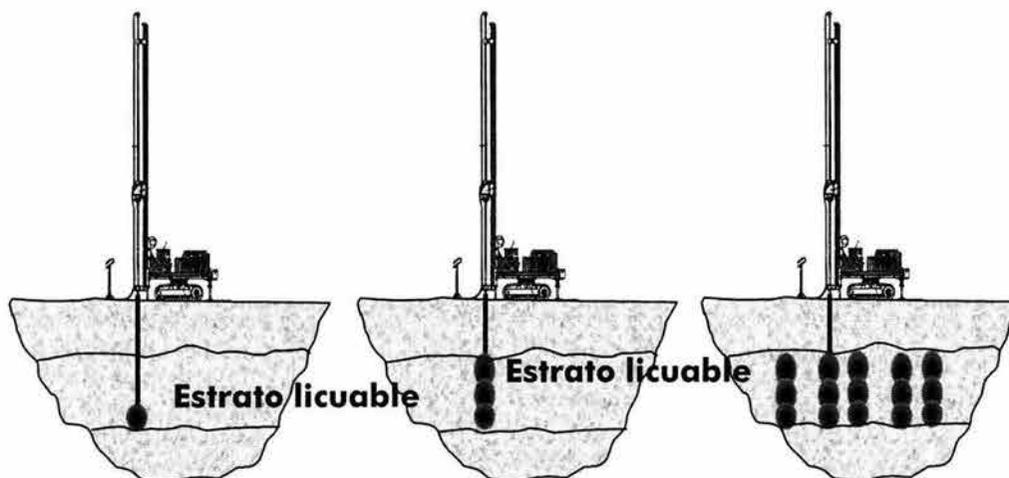


Figura 64
Proceso de la inyección de compactación.

El relleno de mortero por compactación también se ha usado para detener asentamientos de estructuras, mediante inyecciones a cierta profundidad por debajo de ellas. Igualmente se ha utilizado para incrementar la capacidad de carga del suelo.

Entre las aplicaciones más frecuentes de las inyecciones de compactación, están la recimentación de estructuras para corregir asentamientos diferenciales, mejoramiento masivo del suelo previo a una construcción; relleno de vacíos en terrenos cársticos, tratamiento de suelos colapsables, y pre-acondicionamiento de suelos durante la construcción de túneles.

En este caso en particular, donde hay una gran erradicidad de los estratos del subsuelo, esta técnica permite aplicar el mejoramiento únicamente a los estratos que lo requieran, a distintas profundidades y espesores.

De la información relativa a las pruebas de inyección de compactación, es importante señalar lo siguiente:

El estrato potencialmente licuable que se trató se encontraba entre 12 y 18m de profundidad, los arreglos de barrenos considerados cubrieron áreas tributarias de 5.4, 7.8 y 10.0m². El proceso de inyección se efectuó en tres fases, sobre líneas alternadas de barrenos, distribuidos en una retícula triangular y la inyección se hizo de manera ascendente en una sola etapa con un caudal constante, controlando el izado de manera tal que la presión no aumentará súbitamente.

La presión de inyección que tuvo que aplicarse osciló entre 12 y 15 kg/cm². Este valor se estima que hubo una pérdida por la posición del tubo de inyección de por lo menos 7 kg/cm², de manera que la presión en exceso aplicada al subsuelo fue menor a 10kg/cm². La incorporación de mortero que se logró por m³ de suelo estuvo comprendida entre 4.3 y 6.5%.

Finalmente, hablando de la mejoría que se logra en subsuelo con la inyección, CIMESA la reportó a través del concepto de factor de mejora, que es una medida del incremento promedio que tuvo la resistencia por punta del cono eléctrico, la cual osciló entre 4.3 y 6.5 %.

También se presentan gráficas estadísticas que muestran la frecuencia de mejora, esto es, exponen el porcentaje de resistencia de punta a la penetración antes de la mejora y en cada fase de tratamiento. Estas gráficas se muestran a continuación.

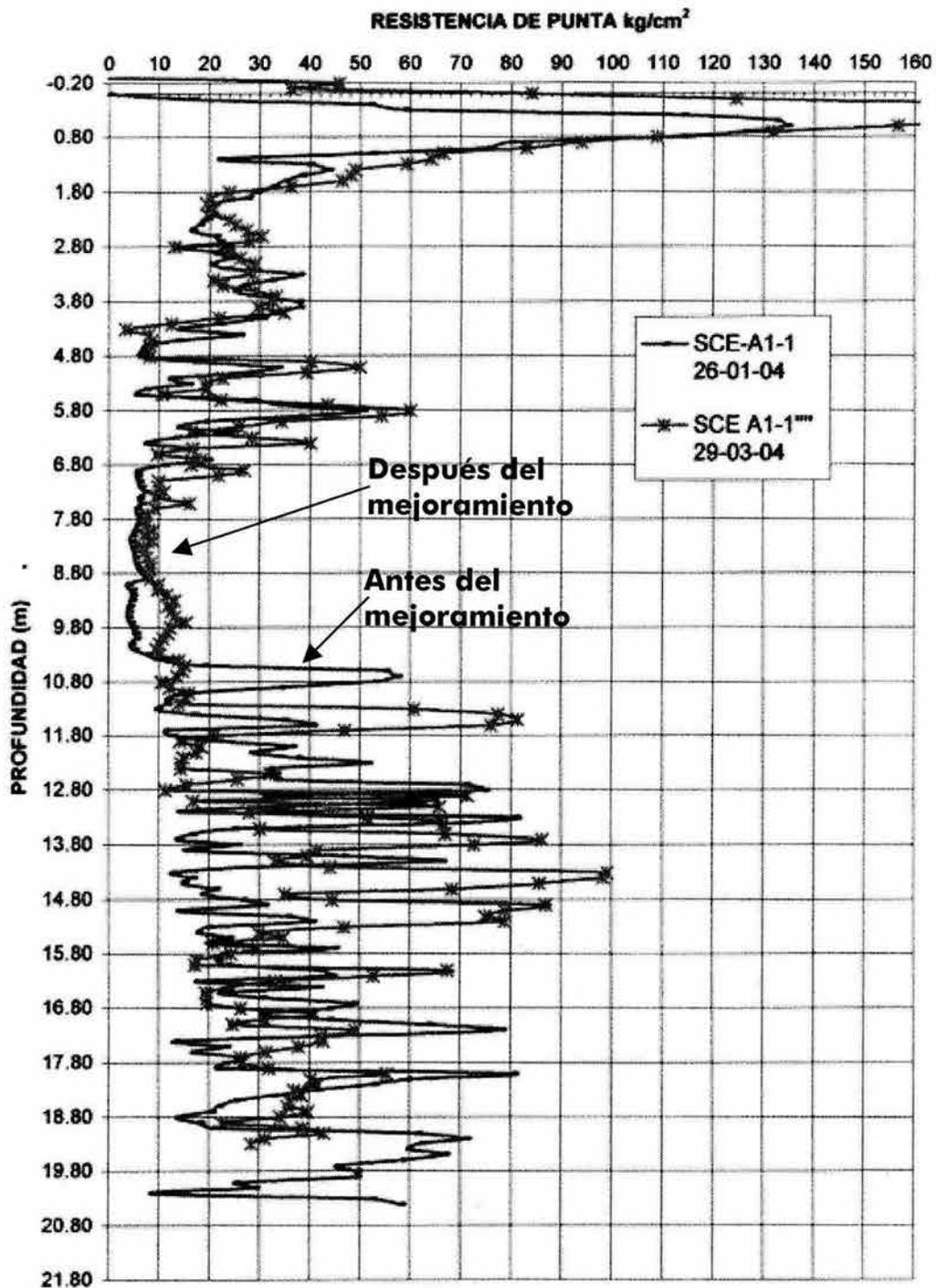


Figura 65.
Sondeos de cono eléctrico, antes y después de aplicar el método de inyección de compactación (PEMEX-CIMESA).

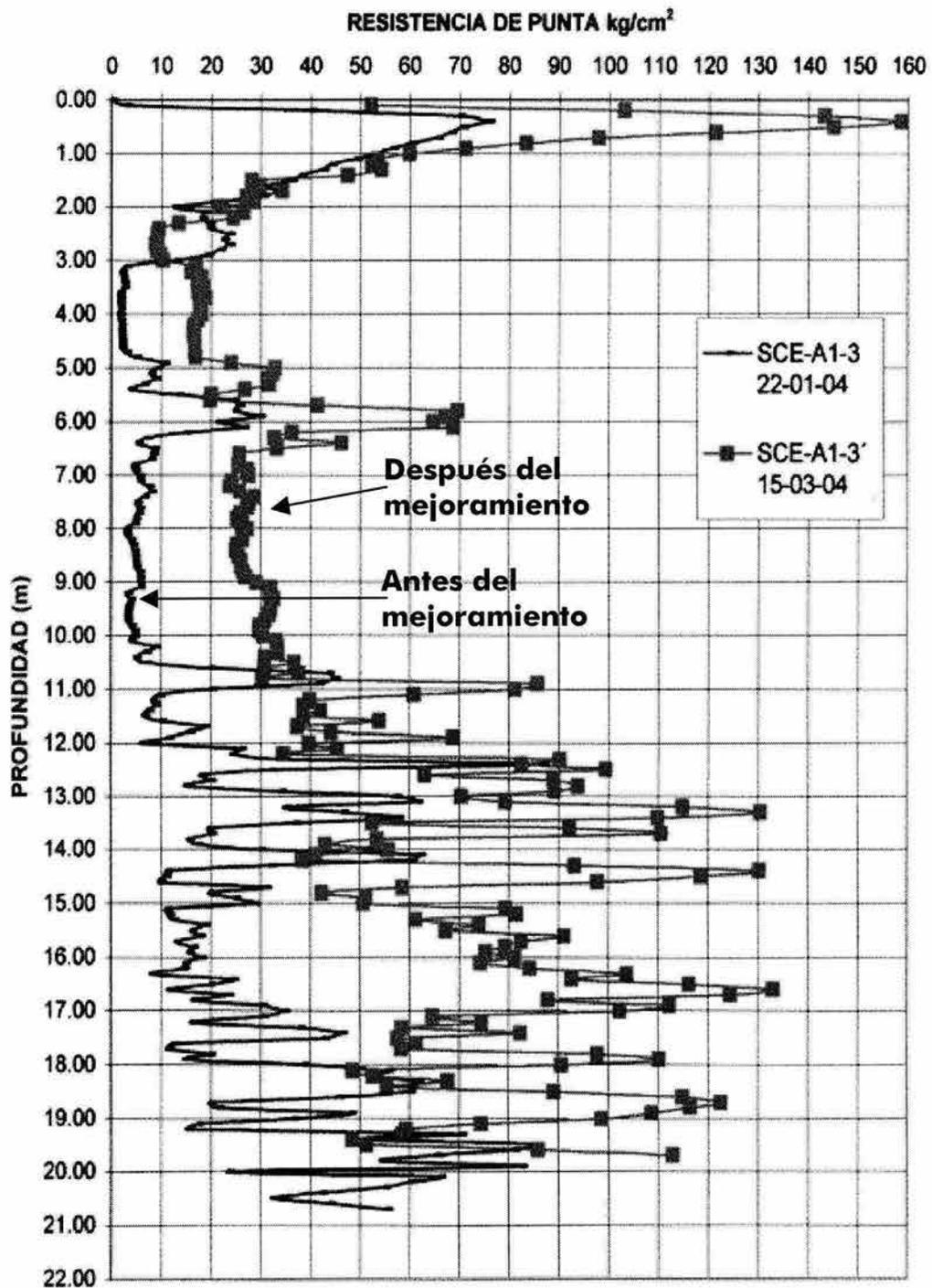


Figura 66.
Sondeos de cono eléctrico, antes y después de aplicar el método de inyección de compactación (PEMEX-CIMESA).

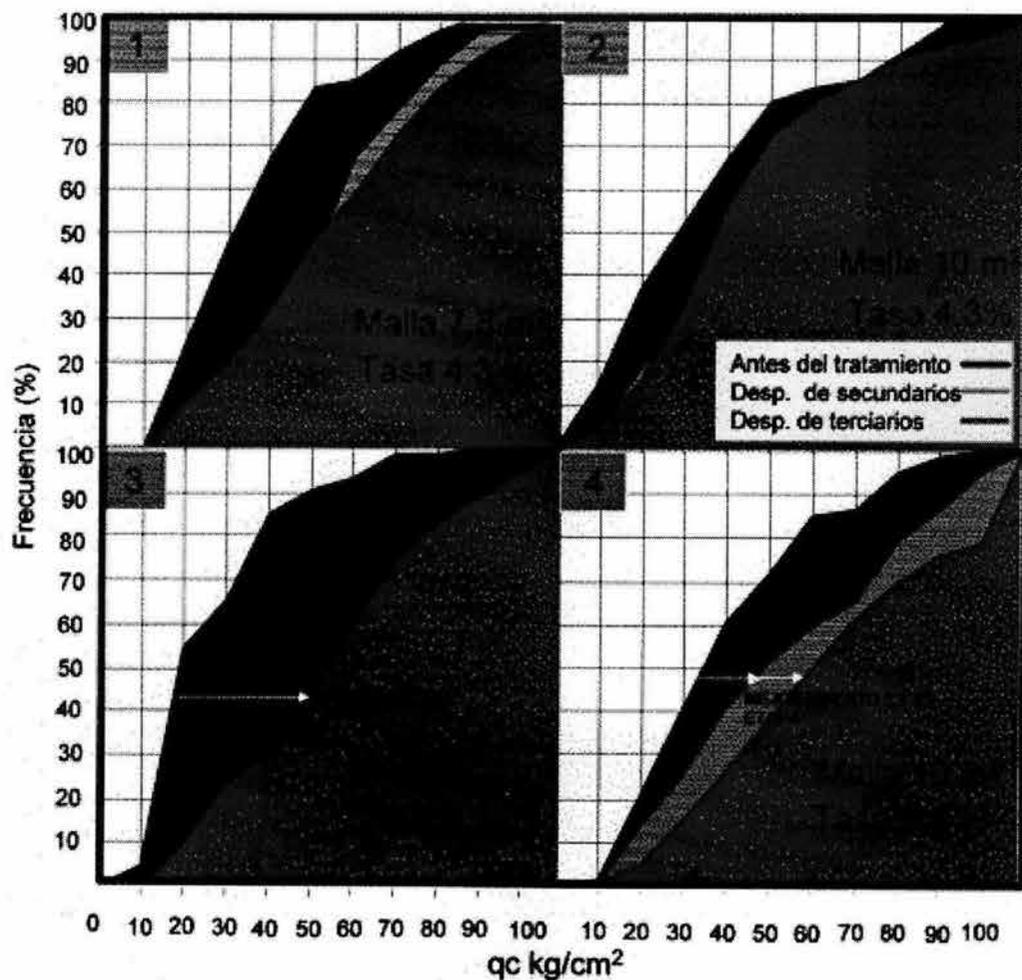


Figura 67.
Frecuencia de resistencia antes del mejoramiento, segunda y tercera etapa de mejoramiento (PEMEX-CIMESA).

9.2.2 Compactación dinámica

Este método consiste en dejar caer una masa repetidamente desde una cierta altura. La reacción del suelo ante la compactación dinámica depende del tipo de suelo y de la energía que le sea impartida por los impactos que tiene un arreglo predeterminado. La energía es función de la masa, altura de la caída, espaciamento de la cuadrícula y número de caídas en cada punto. Las masas son usualmente bloques de acero o una serie de placas de acero sujetas entre sí.

Las masas se dejan caer de 2 a 10 veces en el mismo lugar, siguiendo un patrón de cuadrícula con espaciamentos variables, entre 1.8 y 5.0 m. El procedimiento

normalmente se hace con más de una pasada o serie de apisonamientos rellenando los cráteres que se forman entre pasadas. Comúnmente se utilizan pesos de 6 a 20 ton con una altura de caída de 20 m; sin embargo, se han llegado a utilizar pesos de más de 30 t con una altura de caída de 30 m.

Por lo general, el subsuelo por mejorar se considera constituido por dos capas: la más profunda es mejorada por la primera serie de apisonamientos, con un determinado número de repeticiones, con las mayores separaciones entre los puntos de impacto, y el nivel de energía más alto. La capa intermedia es mejorada por una segunda serie de apisonamientos, los impactos son localizados entre los impactos de la serie anterior y la altura de caída y las repeticiones son menores.

La principal limitación de este método es el daño potencial para estructuras vecinas debido a vibraciones, ruido y la posible voladura de escombros. Es limitante también el tamaño de las grúas disponibles, ya que si bien las masas por lo general no rebasan las 20 ton, la mayor carga no la percibe al momento de levantar el peso, sino al momento de dejarlo caer, debido al latigazo que se produce en la pluma. Debido a esto, se deben usar grúas sobredimensionadas.

Compactación dinámica en suelos granulares

En materiales granulares por encima del nivel freático, la compactación dinámica actúa reduciendo el índice de huecos y aumentando así la densidad relativa del suelo, lo que mejora sus características resistentes y reduce la deformabilidad.

Este método aplicado en materiales granulares proporciona un mejoramiento de las propiedades ingenieriles puesto que las partículas toman un arreglo más compacto, incrementándose así la compacidad relativa, capacidad de carga y una reducción de asentamientos.

En materiales granulares saturados, una gran parte de los impulsos dinámicos son transferidos al agua intersticial. Después de que un número determinado de impactos se incrementa la presión de poro lo suficiente para generar licuación. La granulometría y la compacidad del suelo son dos factores que influyen en la velocidad a la cual se alcanza la licuación. El incremento de la compacidad debido a disipación de presión de poro, se obtiene en un tiempo relativamente corto: en arenas y gravas bien graduadas es de aproximadamente de 1 a 2 días, en limos con arena puede variar de 1 a 2 semanas.

La existencia de capas densas en el suelo por mejorar puede influir en los resultados puesto que estas absorben un alto nivel de energía generada por los impactos, y el suelo localizado por debajo de estas capas reciben un nivel de energía menor.

Compactación dinámica en suelos cohesivos

La respuesta de suelos cohesivos ante la compactación dinámica es más compleja que la de los suelos granulares y los resultados que se obtienen es menos efectiva.

Utilizando el método de compactación dinámica se genera una sobre carga instantánea al momento del impacto de la masa con la superficie. Dicha sobrecarga causa un exceso de presión de poro, que lleva inclusive a la formación de planos de corte y fracturamiento hidráulico que ayudan a acelerar la consolidación del suelo.

Para llevar a cabo el control de calidad del método de compactación dinámica se utilizan los siguientes procedimientos.

- Profundidad del cráter
- Monitoreo de la elevación de la superficie
- Prueba SPT
- Prueba CPT
- Dilatómetro
- Prueba de carga
- Velocidad de onda de corte
- Monitoreo de la presión de poro (para determinar la secuencia de impactos con base en el tiempo que tarda en disiparse)

Antes de iniciar la fase de producción en una obra de compactación dinámica, es recomendable ejecutar el método en un área de prueba, para establecer la altura de caída, número de impactos y espaciamiento adecuado para una densificación deseada.

Es recomendable realizar el mismo tipo de pruebas antes y después del mejoramiento para determinar la verdadera efectividad del método. Debe dejarse un compás de espera de al menos tres días antes de realizar las pruebas después de la compactación para permitir la disipación de presión de poro.

De la información relativa a las pruebas de compactación realizadas por CIMESA en la refinería Lázaro Cárdenas se destaca lo siguiente:

En los sectores tratados por compactación dinámica se alternó la altura de caída (1.5 a 2.0 m), la densidad de golpes (1.5 a 1.7 golpes/m²), la cantidad de impactos (6 a 10) y la influencia de los drenes verticales para disipar el exceso en la presión de poro que se provoca durante la aplicación del método, así como el efecto de los impactos sobre el estrato inferior de arcilla blanda.

Al igual que en el método de mejoramiento de inyección de compactación, se realizaron sondeos de cono eléctrico antes y después de realizar la compactación dinámica. Los cráteres dejados por los impactos se rellenaron con material del sitio, siendo el volumen de dicho relleno de 87 a 130 m³ por cuadrante. También se presentan gráficas estadísticas que muestran la frecuencia de mejora.

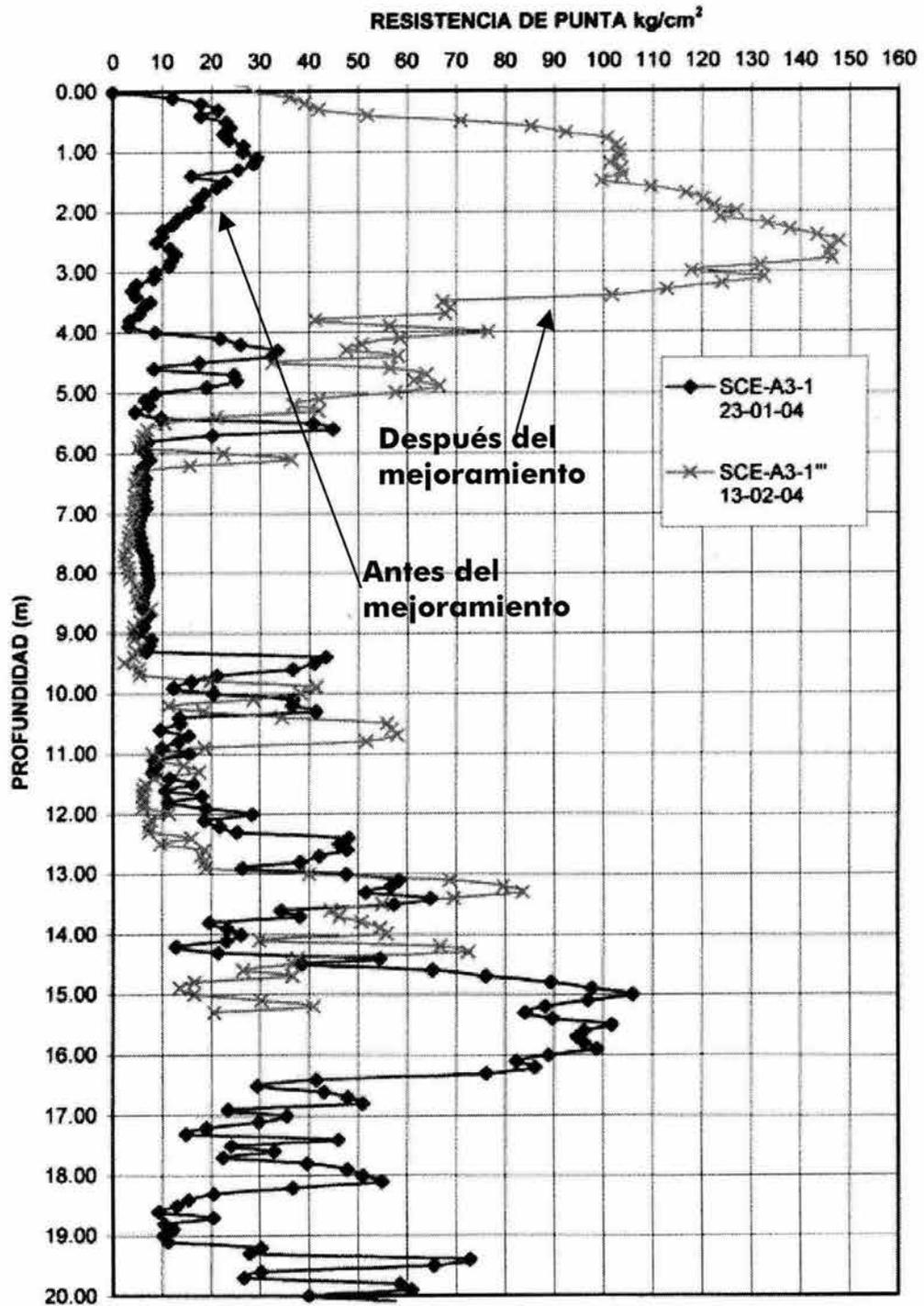


Figura 68.
Sondeos de cono eléctrico realizados antes y después de aplicar el método de compactación dinámica (PEMEX-CIMESA).

SONDEO DE CONO ELECTRICO AREA 3 S-4
SCE-A3-4[™]

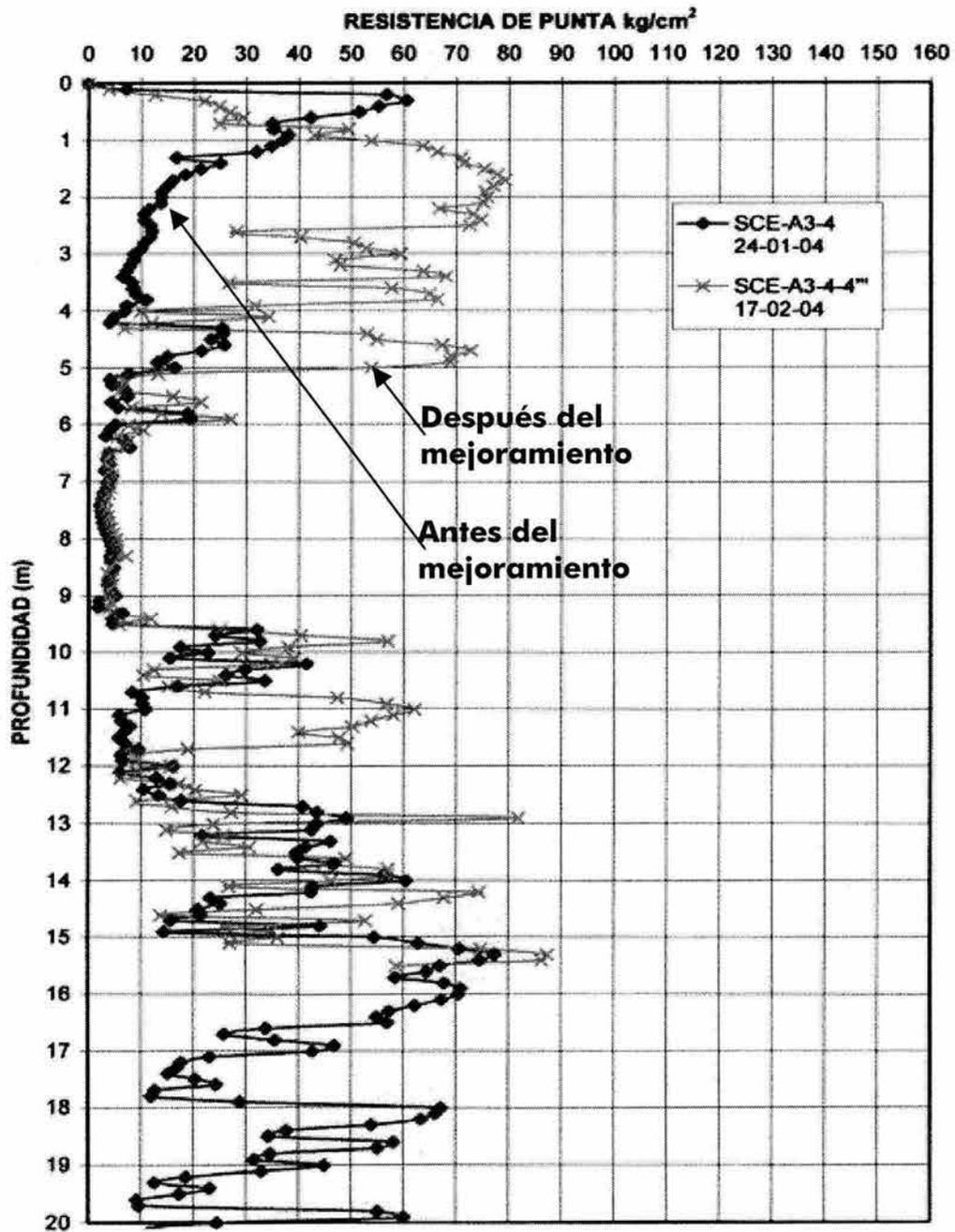


Figura 69. Sondeos de cono eléctrico realizados antes y después de aplicar el método de compactación dinámica (PEMEX-CIMESA).

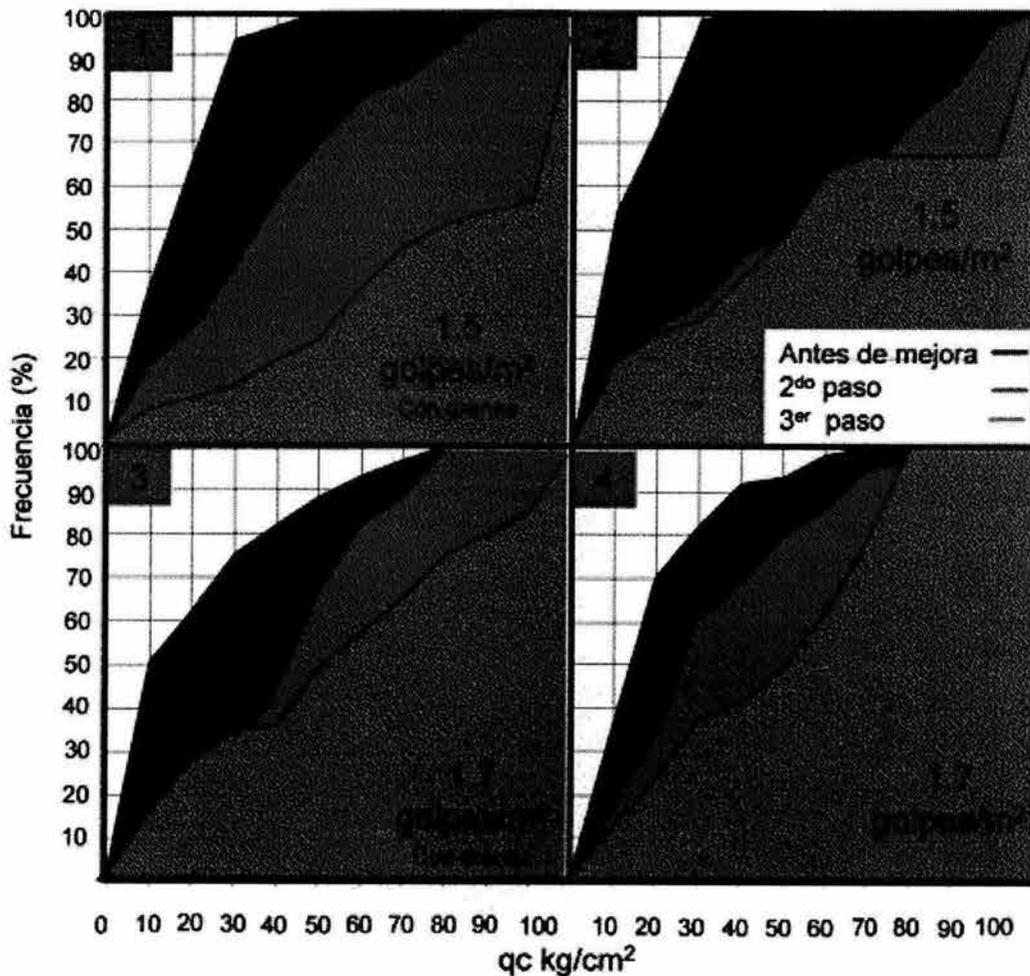


Figura 70.
Frecuencia de resistencia antes y después de aplicar el método de compactación dinámica (PEMEX-CIMESA).

9.3 EVALUACIÓN DE ASPECTOS TÉCNICOS

9.3.1 Terraplenes de carga

En el reporte se comenta que las áreas donde se ubicaron los terraplenes de prueba, debieron ser despalmadas, limpiadas y reniveladas, por encontrarse contaminadas con material ferroso y bloques de concreto. Más aún, en el terraplén sin drenes, se tuvo que demoler una construcción que obstruía el proceso constructivo del mismo. Es de entenderse que el efecto de tal sobrecarga previa, debió tomarse en cuenta en la interpretación de los resultados mencionados anteriormente.

Sin embargo, teniendo en cuenta la magnitud total teórica de los asentamientos que cabe esperar bajo la carga mencionada del orden de 38 cm, resulta que la precarga ha funcionado razonablemente bien, con y sin drenes, ya que el grado de consolidación que se ha conseguido en tres meses es del 35 al 45% en el terraplén sin drenes, y del 40 al 60% en el terraplén con drenes de geotextiles.

Lo anterior significa que si las plataformas de sobre elevación son de menor espesor que los terraplenes de la precarga, aquéllas no inducirán valores significativos de fricción negativa en las cimentaciones profundas. También puede decirse que los asentamientos esperados en las cimentaciones superficiales que transmitan una presión de contacto menor a la magnitud de la precarga, serán en consecuencia poco significativos.

9.3.2 Inyecciones de compactación

La aplicación de este método se recomienda para el tratamiento de estratos potencialmente licuables ubicados a profundidades mayores de 5 m, esto es de acuerdo a los resultados obtenidos con la compactación dinámica, cuya profundidad máxima de influencia es precisamente 5 m, y en comparación de este método con la inyección de compactación, su costo es mucho menor.

En las figuras 65 y 66 se observa la comparación de los registros de los sondeos de cono antes y después del mejoramiento, sin embargo no es muy claro que se haya logrado un gran beneficio, en particular en la figura 65.

La figura 66 representa el sondeo donde se presentó el mayor incremento de la resistencia posterior al mejoramiento, localizándose entre los 16 y 17 m de profundidad, con un incremento de la resistencia de punta del cono de 110 kg/cm² (diferencia entre 20 y 130 kg/cm²).

En la figura 67 se resume el grado de mejora en términos de frecuencia de resistencia, observándose que el mayor incremento se tuvo en el cuadrante no. 3 en la tercera etapa, sin embargo durante la segunda etapa no se presentó incremento de la resistencia.

Otro punto que hay que tomar en cuenta es que la zona de prueba, de acuerdo a un sondeo mixto realizado al centro de los cuadrantes, los estratos inferiores están clasificados como arena fina arcillosa y limosa, de compacidad media, firme y hasta dura a mayor profundidad.

Esto nos lleva a concluir que antes de realizar el mejoramiento, es conveniente la realización de sondeos para verificar las condiciones del subsuelo, especialmente en zonas donde se desplantarán las estructuras principales, susceptibles a cualquier tipo de asentamiento.

9.3.3 Compactación dinámica

En comparación con el método anterior, en éste caso es mas claro el beneficio obtenido, ya que de acuerdo a la figura 69, la cual representa el mínimo incremento de resistencia, éste fue de al menos 20 kg/cm² (a 2.5 y 3.5 m de profundidad), también se percibe en estas figuras que la influencia de aplicación de éste método decrece con la profundidad.

CIMESA concluyó que éste método es adecuado cuando los estratos licuables están cercanos a la superficie, y no hay un estrato de arcilla blanda por encima del suelo licuable que disipe el efecto de los impactos; así mismo que la influencia de los drenes es mínima y no se ve reflejado en una mejora considerable..

También es necesario valorar el espesor de arena potencialmente licuable antes de aplicar dicho método, ya que si este no es muy importante es mejor hacer una sustitución del material. Así mismo se tiene que considerar la cercanía de estructuras existentes y el grado de afectación que estas podrían tener por la vibración que produce el método de compactación dinámica.

9.4 EVALUACIÓN DE ASPECTOS ECONÓMICOS

De antemano sabemos que estos métodos propuestos han sido utilizados con anterioridad y los resultados han sido positivos, por lo que la elección de la alternativa adecuada también es influida por situaciones locales, como son la disponibilidad del equipo y materiales, obras adicionales, tendencias económicas en un momento dado, etc.

En la mayoría de los casos, la comparación económica entre las alternativas puede ser concluyente, no obstante que se base en diseños generales. En este caso particular, por la importancia de la obra, y por tratarse de instalaciones industriales donde la seguridad de las instalaciones tendrá un factor preponderante, lo que debe prevalecer es lo técnico sobre lo económico.

10.
CONCLUSIONES

10. CONCLUSIONES

Una de las mayores derramas económicas de la zona sur del estado de Veracruz es la refinería Gral. Lázaro Cárdenas del Río, donde diariamente se procesa y se transforma petróleo crudo para su venta. Esta planta, propiedad de Petróleos Mexicanos (PEMEX), se ubica en la periferia de la ciudad de Minatitlán, adyacente al Río Coatzacoalcos. Actualmente PEMEX desea ampliarla y modernizarla lo que ha derivado en el "Proyecto de Reconfiguración y modernización de la refinería Gral. Lázaro Cárdenas del Río". El sitio contemplado para la ampliación se ubica en una zona típica de laguna marginal, lo que implica la presencia de condiciones de subsuelo difíciles. De acuerdo con los estudios de mecánica de suelos realizados, en esta zona se presentan estratos de arcilla compresibles y arenas susceptibles a licuación, lo que da mayor complejidad al desarrollo de este proyecto de gran magnitud.

El objetivo de este trabajo ha sido determinar las alternativas viables para el mejoramiento del suelo en el área destinada a la Reconfiguración de la Refinería, como resultado de realizar el análisis detallado de las condiciones del subsuelo y su problemática.

La refinería se localiza dentro de la planicie costera del Golfo de México, en donde predominan terrenos bajos y pantanosos con algunos lomeríos. La región es una penillanura donde predominan las tierras bajas y pantanosas con algunos lomeríos. Se presentan también cauces temporales, albornos naturales y semilunares, meandros abandonados y lagunas de poca profundidad, todos rasgos característicos de una llanura de inundación, en su etapa senil dentro del ciclo geomorfológico de erosión.

Tres fallas de la corteza terrestre cruzan el estado de Veracruz y se internan en el Golfo de México precisamente al norte de Coatzacoalcos, se consideran como estructuras de importancia en la región, y son las fallas de Zacamboxo, Clarión y la probable falla del Istmo de Tehuantepec. A ella se han asociado los epicentros que han generado los sismos de mayores consecuencias en la región (SMMS, 1970).

De acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana, del Manual de diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad, el sitio de estudio se ubica en la zona sísmica B se clasifica como **TIPO 3**

Para determinar las características geotécnicas (estratigrafía) y mecánicas (resistencia al corte y compresibilidad) que definan el comportamiento del subsuelo en las zonas en estudio del área de reconfiguración de la refinería, se han realizado trabajos de campo y laboratorio por la Gerencia de estudios de ingeniería civil de la Comisión Federal de Electricidad y por la compañía Ingenieros especialistas en cimentaciones S.C., ambos a petición del Instituto Mexicano del Petróleo.

Los trabajos de campo desarrollados en el estudio de mecánica de suelos comprenden la ejecución de 50 sondeos de tipo mixto en la primera etapa y posteriormente 29 sondeos más en la segunda etapa. Estos sondeos se realizaron a profundidades variables entre 35 y 60 m de

profundidad. Así mismo se realizó la excavación de pozos a cielo abierto, sondeos de cono eléctrico, la instalación de piezómetros abiertos y la construcción de bancos de nivel profundo a 50 y 60 m de profundidad (figura No. 15).

Las condiciones estratigráficas en el subsuelo son muy variables, con cambios importantes aún en cortas distancias, lo que es típico en las llanuras de inundación. Cabe mencionar que una de las principales características del subsuelo de este sitio es su marcada heterogeneidad, tanto en sentido vertical como horizontal.

En términos generales los cortes estratigráficos mostrados en las figuras 1-15, se pueden dividir en dos partes: Secuencia superior o reciente y secuencia inferior o antigua, mismas que a continuación se describen.

Secuencia superior o reciente

Este depósito está constituido por suelos aluviales de arenas de medias a finas, sueltas y saturadas; arcillas blandas de alta plasticidad; turbas y mezclas de arenas y arcillas poco consistentes. El nivel de aguas freáticas se encuentra a diferentes profundidades, que puede estar a nivel de la superficie y a 2 m de profundidad. El espesor de los aluviones varía de 10 a 30 m.

En esta secuencia es difícil establecer una estratigrafía tipo, debido a que de sondeo a sondeo varían los espesores de las capas, la alternancia de las mismas y las proporciones de las mezclas de los suelos; por otro lado es muy difícil generalizar sus propiedades físicas o mecánicas a toda la zona. La única generalización que se puede hacer, es que son suelos saturados, muy compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante.

Secuencia inferior o antigua

Esta zona subyace a la anterior y es considerada como la capa resistente. Cabe mencionar que las arcillas arenosas en su parte superior están preconsolidadas, pero su consistencia es variable y su compresibilidad, aunque es baja, puede dar origen a asentamientos bajo altas concentraciones de cargas, que desde el punto de vista de capacidad de carga pudieran no ser admisibles. Las arenas que subyacen a estas arcillas son, en cambio, de muy alta compacidad y se extienden con relativa uniformidad en espesores importantes, por lo que constituyen un magnífico apoyo de cimientos profundos.

Con base en la descripción anterior se deduce que, la secuencia superior o reciente es la que presenta mayores problemas. Por lo anterior es de esperar problemas de capacidad de carga y de asentamientos.

En el caso de la estratigrafía descrita, antes que nada hay que delimitar las áreas de suelos más sueltos o de suelos más blandos y compresibles, para después concentrar la atención en la determinación de sus propiedades mecánicas.

Por otra parte, el Instituto Mexicano del Petróleo y el Instituto de Geofísica de la UNAM realizaron un estudio del peligro sísmico en la ciudad de Minatitlán, con la finalidad de incrementar la confiabilidad, operatividad e integridad de las instalaciones existentes y futuras de Petróleos Mexicanos.

Sísmicamente, la zona es activa y fue dañada durante el temblor de Jáltipan del 8 de agosto 1959. Por esta razón, es necesario una estimación realista del riesgo sísmico. Cabe mencionar que los efectos de sitio en la región son importantes dadas las características de los sedimentos de baja velocidad y considerable profundidad, sin olvidar que durante el temblor de 1959 se presentaron importantes eventos de licuación de arenas.

Para estimar los efectos de sitio se instalaron tres sismógrafos portátiles en la zona de estudio y se hace uso de los registros sísmicos disponibles en la estación de banda ancha de Tuzandepetl, Ver., TUIG.

De esta forma, se examinó el peligro sísmico de la refinería Gral. Lázaro Cárdenas de Minatitlán, Ver., tomando en cuenta las contribuciones de todas las fuentes potencialmente dañinas. Se calcularon curvas de tasa de excedencia para diferentes intensidades, a partir de las cuales se determinaron espectros de peligro uniforme, mismos que son la base para recomendar espectros de diseño.

Dadas las características del subsuelo se ha observado que las condiciones locales de sitio tienen un efecto significativo en las amplificaciones espectrales, las cuales alcanzan un valor superior a 4.

Considerando la importancia de las obras para la ampliación y modernización de la refinería de Minatitlán, Ver., se recomienda que el espectro de diseño sísmico utilizado en el diseño de las estructuras e instalaciones, así como para evaluar el potencial de licuación de los depósitos de suelo, no sea menor al espectro asociado a 500 años de periodo de retorno; al cual corresponde una probabilidad aproximada al 10 % de exceder el valor de diseño. El espectro de diseño sísmico recomendado se muestra en la figura 49 y está asociado a los parámetros de la tabla 5.

Para la evaluación de la susceptibilidad a la licuación de los estratos arenosos del subsuelo deben cuantificarse directamente en los estudios geotécnicos del sitio, para lo cual se recomienda utilizar el valor de **Amax de 190 gals**.

Estos efectos pueden ser muy importantes dados los antecedentes del sismo de agosto de 1959 y considerando que la capacidad de destrucción de un sismo es acrecentada cuando se produce el fenómeno de licuación de arenas, cuando se presenta este fenómeno, la resistencia del suelo puede disminuir hasta una décima parte, y la capacidad del suelo para soportar la cimentación de las estructuras, se reduce drásticamente.

La licuación se define como la transformación de un material granular de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia del incremento de la presión de poro y la reducción del esfuerzo efectivo (Marcuson 1978).

Para analizar el potencial de licuación de un suelo, primeramente se deben de examinar los criterios existentes para su evaluación, los cuales son geológico, histórico, composicional y de estado, descritos en el capítulo 6.

Para la evaluación de la resistencia del suelo a la licuación es práctica común el empleo del llamado "Procedimiento simplificado", el cual toma como base los resultados de pruebas de exploración de suelos, tales como son, la penetración estándar, penetración del cono, velocidad de onda de corte, y la prueba de penetración de Becker.

Debido a que la mayor parte de la información estratigráfica provenía de resultados de pruebas de penetración estándar, se aplicó este criterio para la evaluación de la resistencia del suelo a la licuación.

Una vez realizado el cálculo del potencial de licuación del área correspondiente a la ampliación de la refinería Gral. Lázaro Cárdenas se presenta en forma gráfica las curvas de licuación de acuerdo al FS obtenido (figura 56), siendo los valores promedios mínimo 0.11 y máximo 0.66, por lo que toda el área, en mayor o menor grado, se tienen altas posibilidades de presentar licuación. La figura 57 presenta los espesores de los estratos con licuación, siendo los valores promedios 0.60 m como mínimo y máximo 8.40 m. Finalmente, la figura 58 muestra las profundidades a las que se localizan los estratos potencialmente licuables, siendo los valores promedios mínimo 3.42 m y máximo 31.34 m. Cabe mencionar que el procedimiento simplificado recomienda tomar con cautela los valores obtenidos a profundidades mayores a aquellas en donde se ha verificado ese procedimiento (20 metros).

Este análisis se ha realizado únicamente con base en los resultados de los sondeos de tipo mixto, ya que sólo se contó con esta información al momento de realizar este trabajo, por lo que los resultados deben ser corroborados con otro tipo de pruebas complementarias. La principal razón es debida a las limitaciones bien conocidas del ensaye de penetración estándar, en particular las que se tienen al usarlo en suelos muy blandos o sueltos, tal como sucede en este caso. Una buena opción es el empleo de pruebas con conos sísmicos, es decir conos con dispositivos –geófonos o acelerómetros- para medir ondas sísmicas dentro del suelo, los cuales pueden utilizarse para valuar el potencial de licuación de arenas sueltas saturadas

Sin embargo en la prueba de penetración dinámica no estándar, no se obtienen muestras y por ello sus resultados deben calibrarse primero, justamente a partir de la clasificación e identificación de muestras alteradas tomadas de la prueba de penetración estándar.

Durante el análisis de asentamientos, se comprobó que su magnitud está regida por los estratos de baja resistencia al corte, presentes en los primeros metros del subsuelo, así, los estratos más compresibles son los más superficiales. Derivado de esta conclusión podemos decir que las cimentaciones profundas no sufrirán asentamientos de importancia, ya que tanto los pilotes de punta como los de fricción están desplantados en los estratos menos compresibles; sin embargo es necesario la realización de pruebas de carga para verificarlo.

Para el análisis de cimentaciones superficiales, por simplificación se analizó la solución con zapatas cuadradas de 1, 2 y 3 m de ancho aplicándoles un esfuerzo de 1 ton/m².

Después del análisis, se obtuvo que en el caso de los asentamientos elásticos, estos representan al 3% de los asentamientos totales, el asentamiento producido por la consolidación primaria equivale al 9% del total y finalmente la consolidación secundaria producirá el 66% de los asentamientos a los 6 meses y el 92% a los 20 años, siendo su magnitud de 15 a 20.5 cm en zapatas cuadradas de 1 a 3 m de ancho.

De acuerdo a los resultados obtenidos, los asentamientos elásticos y los asentamientos producto de la consolidación primaria resultan despreciables en comparación con los que se producirán por el fenómeno de viscosidad íntergranular.

A partir de estos resultados se comprueba la necesidad de realizar un mejoramiento del suelo con el objeto de disminuir la magnitud de los asentamientos.

También se realizó un compendio de algunos métodos de mejoramiento de suelos utilizados para mitigar los efectos de la licuación de arenas y la deformabilidad de los suelos.

Para la licuación de arenas se describen los siguientes métodos

- Drenes de grava
- Compactación dinámica
- Compactación por medio de explosivos
- Vibro-compactación
- Vibro-sustitución (conocido también como columnas de grava, o vibroreemplazo)
- Compactación por vibración
- Inyección de compactación

En el caso de métodos para minimizar la DEFORMABILIDAD de los estratos compresibles están los siguientes métodos

- Jet Grouting
- Inclusiones rígidas
- Drenes prefabricados
- Precarga

Así también se analizan los métodos de mejoramiento que son más adecuados tanto por las características del subsuelo, así como por las restricciones impuestas al trabajar cerca de una industria en operación.

PEMEX contrató a la compañía Cimentaciones Mexicanas S. A. de C. V. para la realización de diversas pruebas aplicando métodos de mejoramiento masivo de suelos, los cuales son compactación dinámica, vibroflotación e inyecciones por compactación, con el objeto de verificar su eficacia en la atenuación del fenómeno de licuación de arenas. Como resultado de estas pruebas se determinó que la vibroflotación no es el método más adecuado para el mejoramiento de las arenas finas, ya que por una parte existieron problemas para lograr la penetración total del vibrador y en la obtención de columnas de grava de diámetro uniforme, y por la otra, hay escasez de gravas en la región, encareciendo el costo del mejoramiento.

Así mismo, para disminuir los asentamientos de los estratos compresibles debido a la consolidación de los suelos, construyó cinco terraplenes de carga de dimensiones y características similares, ubicando dos en el área destinada a albergar las áreas de proceso y el resto en el área del nuevo camino de acceso. Nuestro interés son los terraplenes realizados en la zona donde se situarán las nuevas plantas de la Refinería, así que sólo se analiza la información de dos de ellos, siendo la diferencia entre ambos, que a uno de ellos se le instalaron drenes prefabricados y al otro no.

Teniendo en cuenta la magnitud total teórica de los asentamientos que cabe esperar bajo la carga mencionada del orden de 38 cm, resulta que la precarga ha funcionado razonablemente bien, con y sin drenes, ya que el grado de consolidación que se ha conseguido en tres meses es del 35 al 45% en el terraplén sin drenes, y del 40 al 60% en el terraplén con drenes de geotextiles.

Lo anterior significa que si las plataformas de sobre-elevación son de menor espesor que los terraplenes de la precarga, aquéllas no inducirán valores significativos de fricción negativa en las cimentaciones profundas. También puede decirse que los asentamientos esperados en las cimentaciones superficiales que transmitan una presión de contacto menor a la magnitud de la precarga, serán en consecuencia poco significativos.

La aplicación de inyecciones de compactación se recomienda para el tratamiento de estratos potencialmente licuables ubicados a profundidades mayores de 5 m, esto es de acuerdo a los resultados obtenidos con la compactación dinámica, cuya profundidad máxima de influencia es precisamente 5 m, y en comparación de este método con la inyección de compactación, su costo es mucho menor.

En las figuras 65 y 66 se observa la comparación de los registros de los sondeos de cono anterior y posterior al mejoramiento, sin embargo no es muy claro que se haya logrado un gran beneficio, en particular en la figura 65.

La figura 66 representa el sondeo donde se presentó el mayor incremento de la resistencia posterior al mejoramiento, localizándose entre los 16 y 17 m de profundidad, con un incremento de la resistencia de punta del cono de 110 kg/cm^2 (diferencia entre 20 y 130 kg/cm^2).

En la figura 67 se resume el grado de mejora en términos de frecuencia de resistencia, observándose que el mayor incremento se tuvo en el cuadrante no. 3 en la tercera etapa, sin embargo durante la segunda etapa no se presentó incremento de la resistencia.

Otro punto que hay que tomar en cuenta es que la zona de prueba, de acuerdo a un sondeo mixto realizado al centro de los cuadrantes, los estratos inferiores están clasificados como arena fina arcillosa y limosa, de compacidad media, firme y hasta dura a mayor profundidad.

Esto nos lleva a concluir que antes de realizar el mejoramiento, es conveniente la realización de sondeos para verificar las condiciones del subsuelo, especialmente en zonas donde se desplantarán las estructuras principales, susceptibles a cualquier tipo de asentamiento.

En comparación con el método anterior, en la compactación dinámica fue mas claro el beneficio obtenido, ya que de acuerdo a la figura 69, la cual representa el mínimo incremento de resistencia, este fue de al menos 20 kg/cm^2 (a 2.5 y 3.5 m de profundidad), también se percibe en estas figuras que la influencia de aplicación de este método decrece con la profundidad.

CIMESA concluyó que este método es adecuado cuando los estratos licuables están cercanos a la superficie, y no hay un estrato de arcilla blanda por encima del suelo licuable que disipe el efecto de los impactos; así mismo que la influencia de los drenes es mínima y no se ve reflejado en una mejora considerable..

También es necesario valorar el espesor de arena potencialmente licuable antes de aplicar este método, ya que si este no es muy importante es mejor hacer una sustitución del material. Así mismo se tiene que considerar la cercanía de estructuras existentes y el grado de afectación que éstas podrían tener por la vibración que produce este método.

De antemano sabemos que estos métodos propuestos han sido utilizados con anterioridad y los resultados han sido positivos, por lo que la elección de la alternativa adecuada también es influida por situaciones locales, como son la disponibilidad del equipo y materiales, obras adicionales, tendencias económicas en un momento dado, etc.

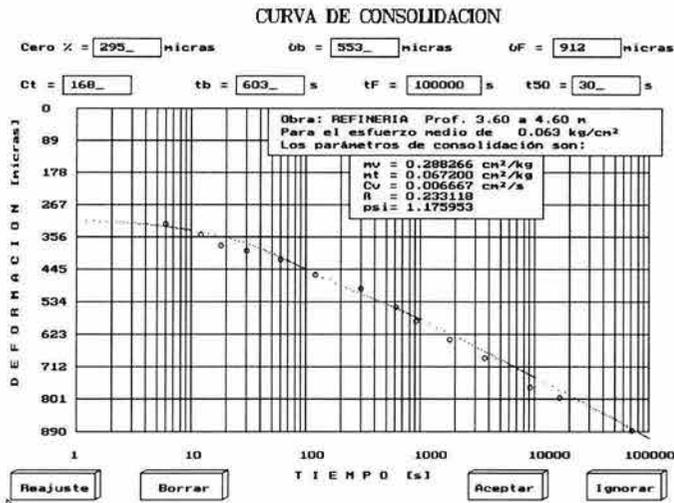
En la mayoría de los casos, la comparación económica entre las alternativas puede ser concluyente, no obstante que se base en diseños generales. En este caso particular, por la importancia de la obra, y por tratarse de instalaciones industriales donde la seguridad de las instalaciones tendrá un factor preponderante, lo que debe prevalecer es lo técnico sobre lo económico.

APÉNDICE

APÉNDICE

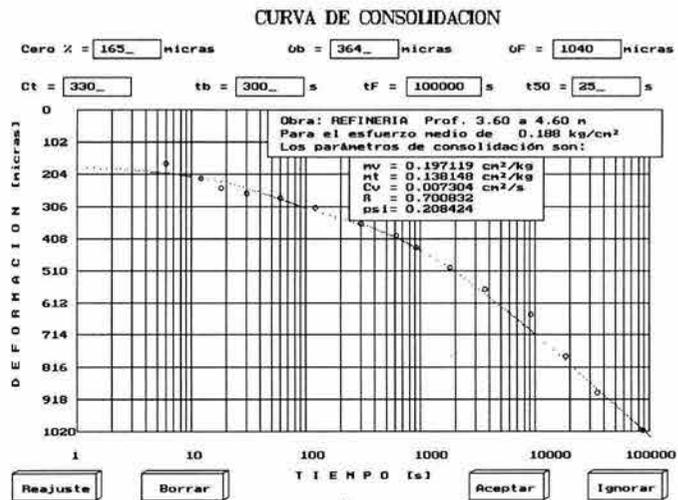
□ Análisis de asentamientos por viscosidad íntergranular.

Para la obtención de los parámetros de la viscosidad íntergranular, utilizados en el análisis de asentamientos por consolidación secundaria, se utilizó el programa VINTER (Umaña, Zea, Rivera, 2001), realizando un ajuste de las curvas de consolidación por cada incremento de esfuerzos. A continuación se presenta el ajuste realizado en algunas curvas de consolidación en muestras obtenidas a la profundidad promedio de 4.1 metros.

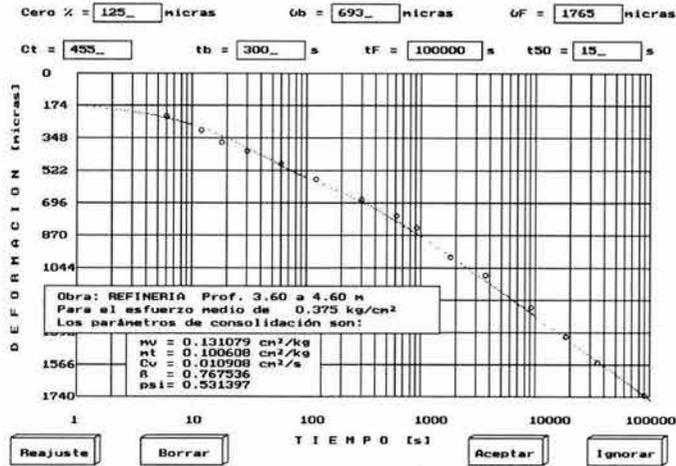


Profundidad
3.6 a 4.6 m
Esfuerzo medio
0.063 kg/cm²
mv=0.288266 cm²/kg
mt=0.067200 cm²/kg
Cv=0.006667 cm²/s
 β = 0.233118
 ξ = 1.175953

Profundidad
3.6 a 4.6 m
Esfuerzo medio
0.188 kg/cm²
mv=0.197119 cm²/kg
mt=0.138148 cm²/kg
Cv=0.007304 cm²/s
 β = 0.700832
 ξ = 0.208424

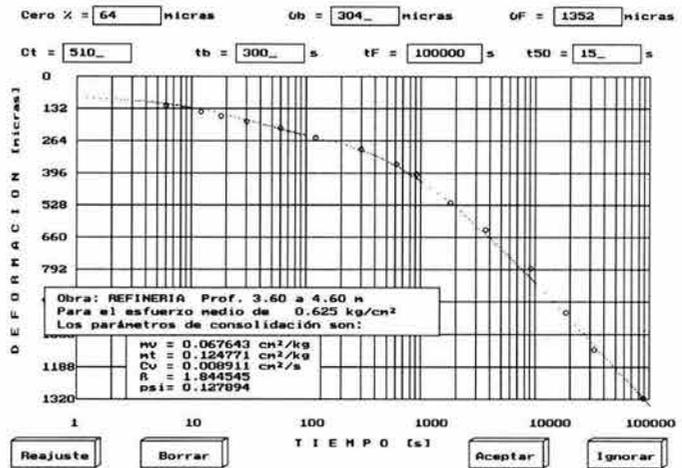


CURVA DE CONSOLIDACION



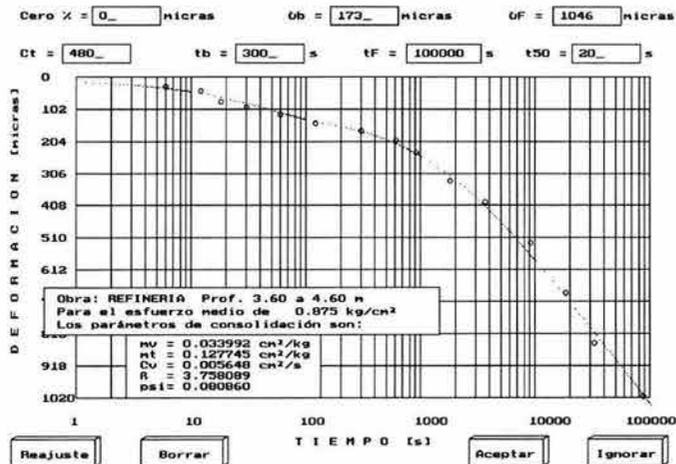
Profundidad
3.6 a 4.6 m
Esfuerzo medio
0.375 kg/cm²
 $m_v = 0.131079$ cm²/kg
 $m_t = 0.100608$ cm²/kg
 $C_v = 0.010908$ cm²/s
 $\beta = 0.767536$
 $\xi = 0.531397$

CURVA DE CONSOLIDACION



Profundidad
3.6 a 4.6 m
Esfuerzo medio
0.625 kg/cm²
 $m_v = 0.067643$ cm²/kg
 $m_t = 0.124771$ cm²/kg
 $C_v = 0.008911$ cm²/s
 $\beta = 1.844545$
 $\xi = 0.127894$

CURVA DE CONSOLIDACION

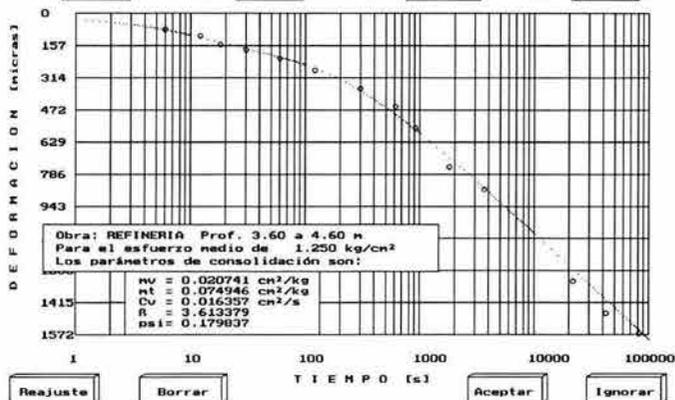


Profundidad
3.6 a 4.6 m
Esfuerzo medio
0.875 kg/cm²
 $m_v = 0.033992$ cm²/kg
 $m_t = 0.127745$ cm²/kg
 $C_v = 0.005648$ cm²/s
 $\beta = 3.758089$
 $\xi = 0.080860$

CURVA DE CONSOLIDACION

Cero % = 0_ nicras δ_b = 183_ nicras δ_F = 1604_ nicras

Ct = 525_ t_b = 30_ s t_F = 100000_ s t_{50} = 6_ s

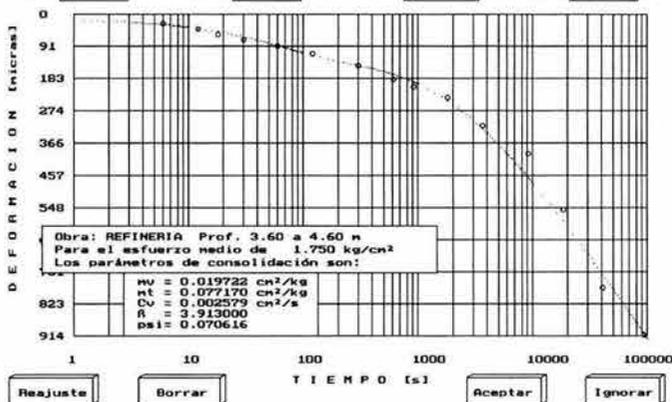


Profundidad
3.6 a 4.6 m
Esfuerzo medio
1.250 kg/cm²
mv=0.020741 cm²/kg
mt=0.074946 cm²/kg
Cv=0.016357 cm²/s
 β = 3.613379
 ξ = 0.179837

CURVA DE CONSOLIDACION

Cero % = 3_ nicras δ_b = 146_ nicras δ_F = 927_ nicras

Ct = 480_ t_b = 286_ s t_F = 100000_ s t_{50} = 30_ s

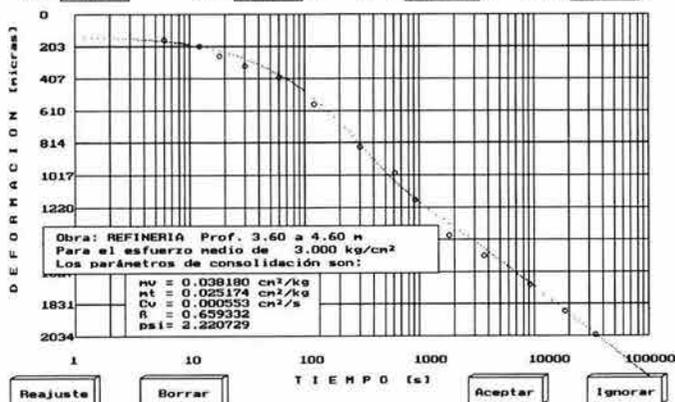


Profundidad
3.6 a 4.6 m
Esfuerzo medio
1.750 kg/cm²
mv=0.019722 cm²/kg
mt=0.077170 cm²/kg
Cv=0.002579 cm²/s
 β = 3.913000
 ξ = 0.070616

CURVA DE CONSOLIDACION

Cero % = 65_ nicras δ_b = 1180_ nicras δ_F = 2305_ nicras

Ct = 580_ t_b = 882_ s t_F = 100000_ s t_{50} = 120_ s



Profundidad
3.6 a 4.6 m
Esfuerzo medio
3.000 kg/cm²
mv=0.038180 cm²/kg
mt=0.025174 cm²/kg
Cv=0.000553 cm²/s
 β = 0.659332
 ξ = 2.220729

Este ajuste se realizó en cada una de las muestras ensayadas a distintas profundidades para la obtención de los parámetros para el cálculo de la consolidación secundaria.

Las siguientes tablas muestran el resumen de las propiedades obtenidas en los distintos estratos del sondeo SM-29

| ESTRATO 1 | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| INCREMENTO No. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| σ (kg/cm ²) | 0.063000 | 0.188000 | 0.375000 | 0.625000 | 0.875000 | 1.250000 | 1.750000 | 3.000000 |
| mv (cm ² /kg) | 0.288266 | 0.197119 | 0.131079 | 0.067643 | 0.033992 | 0.020741 | 0.019722 | 0.038180 |
| cv (cm ² /kg) | 0.006667 | 0.007304 | 0.010908 | 0.008911 | 0.005648 | 0.016357 | 0.002579 | 0.000553 |
| β | 0.233118 | 0.700832 | 0.767536 | 1.844545 | 3.758089 | 3.613379 | 3.913000 | 0.659332 |
| ξ | 1.175953 | 0.208424 | 0.531397 | 0.127894 | 0.080860 | 0.179837 | 0.070616 | 2.220729 |

| ESTRATO 2 | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| INCREMENTO No. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| σ (kg/cm ²) | 0.063000 | 0.188000 | 0.375000 | 0.625000 | 0.875000 | 1.250000 | 1.750000 | 3.000000 |
| mv (cm ² /kg) | 0.076935 | 0.021838 | 0.009092 | 0.004168 | 0.003068 | 0.020576 | 0.038661 | 0.016013 |
| cv (cm ² /kg) | 0.013534 | 0.016352 | 0.012792 | 0.009293 | 0.036290 | 0.000623 | 0.021368 | 0.006647 |
| β | 0.397356 | 1.109530 | 1.459717 | 1.161318 | 4.038398 | 0.567217 | 0.036372 | 0.205541 |
| ξ | 3.902612 | 1.104828 | 0.942457 | 0.448977 | 0.512179 | 0.301773 | 4.415319 | 2.272190 |

| ESTRATO 3 | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| INCREMENTO No. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| σ (kg/cm ²) | 0.063000 | 0.188000 | 0.375000 | 0.625000 | 0.875000 | 1.250000 | 1.750000 | 3.000000 |
| mv (cm ² /kg) | 0.048344 | 0.091629 | 0.032476 | 0.004578 | 0.008347 | 0.005877 | 0.005666 | 0.013696 |
| cv (cm ² /kg) | 0.004841 | 0.006667 | 0.006762 | 0.004589 | 0.011945 | 0.009734 | 0.008409 | 0.003616 |
| β | 0.420430 | 0.200810 | 0.379760 | 0.835955 | 1.518902 | 1.890566 | 1.770829 | 0.303542 |
| ξ | 0.398412 | 1.350657 | 0.848845 | 3.474579 | 0.856982 | 2.782175 | 1.531989 | 0.473902 |

| ESTRATO 4 | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| INCREMENTO No. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| σ (kg/cm ²) | 0.063000 | 0.188000 | 0.375000 | 0.625000 | 0.875000 | 1.250000 | 1.750000 | 3.000000 |
| mv (cm ² /kg) | 0.035111 | 0.032946 | 0.012279 | 0.006149 | 0.008232 | 0.016263 | 0.011190 | 0.003361 |
| cv (cm ² /kg) | 0.013068 | 0.002406 | 0.007574 | 0.001849 | 0.009063 | 0.000713 | 0.001728 | 0.055450 |
| β | 0.414272 | 0.519798 | 0.937451 | 0.541240 | 1.046378 | 0.488526 | 0.961420 | 3.833300 |
| ξ | 1.258389 | 0.867233 | 2.874514 | 1.939713 | 2.718944 | 1.711742 | 0.974121 | 0.348871 |

| ESTRATO 5 | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| INCREMENTO No. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| σ (kg/cm ²) | 0.063000 | 0.188000 | 0.375000 | 0.625000 | 0.875000 | 1.250000 | 1.750000 | 3.000000 |
| mv (cm ² /kg) | 0.077029 | 0.049951 | 0.037050 | 0.005882 | 0.012152 | 0.020126 | 0.003824 | 0.017697 |
| cv (cm ² /kg) | 0.001307 | 0.000956 | 0.001631 | 0.002435 | 0.003576 | 0.000517 | 0.011396 | 0.001010 |
| β | 0.215058 | 0.409609 | 0.250813 | 0.521926 | 0.731103 | 0.529910 | 1.782062 | 0.165558 |
| ξ | 1.580131 | 0.291055 | 0.617763 | 2.424652 | 1.486848 | 0.109947 | 1.914217 | 1.426103 |

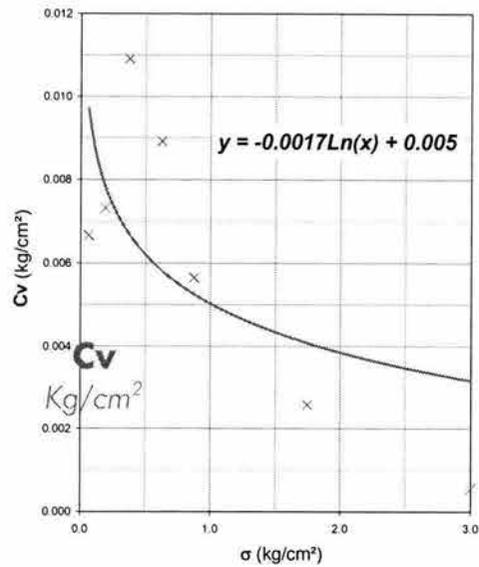
| ESTRATO 6 | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| INCREMENTO No. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| σ (kg/cm ²) | 0.063000 | 0.188000 | 0.375000 | 0.625000 | 0.875000 | 1.250000 | 1.750000 | 3.000000 |
| mv (cm ² /kg) | 0.115004 | 0.042777 | 0.027132 | 0.007400 | 0.012124 | 0.012166 | 0.005577 | 0.014496 |
| cv (cm ² /kg) | 0.001990 | 0.003865 | 0.010541 | 0.001481 | 0.006061 | 0.003977 | 0.009693 | 0.004260 |
| β | 0.132501 | 0.304404 | 0.355697 | 0.412058 | 0.640144 | 0.399700 | 1.709980 | 0.261582 |
| ξ | 0.981134 | 0.969857 | 1.531629 | 0.331132 | 0.674828 | 2.128636 | 0.336028 | 0.111886 |

| ESTRATO 7 | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| INCREMENTO No. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| σ (kg/cm ²) | 0.063000 | 0.188000 | 0.375000 | 0.625000 | 0.875000 | 1.250000 | 1.750000 | 3.000000 |
| mv (cm ² /kg) | 0.052522 | 0.027855 | 0.023976 | 0.005105 | 0.010967 | 0.011704 | 0.080320 | 0.014853 |
| cv (cm ² /kg) | 0.001429 | 0.002185 | 0.001850 | 0.002931 | 0.006253 | 0.000741 | 0.001651 | 0.001188 |
| β | 0.144701 | 0.405534 | 0.287790 | 0.508437 | 0.602533 | 0.337321 | 0.770777 | 0.162252 |
| ξ | 2.000733 | 0.569286 | 1.018283 | 0.501367 | 0.244780 | 1.938536 | 0.282849 | 1.045182 |

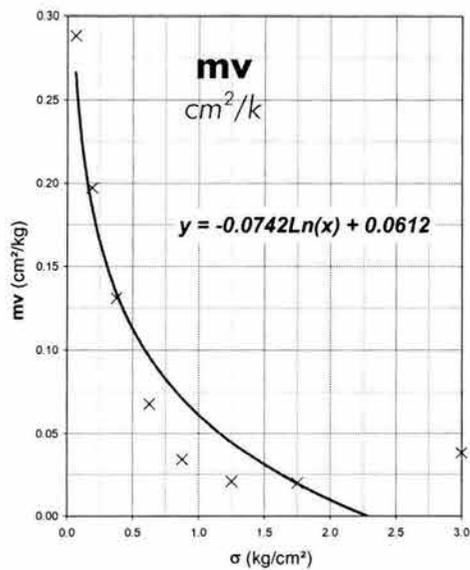
A continuación se obtuvo la tendencia de la variación de los parámetros por esfuerzo medio.

Estas fórmulas se utilizan en los cálculos para obtener los valores de mv , C_v , β y ξ al esfuerzo que serán sometidos en la práctica.

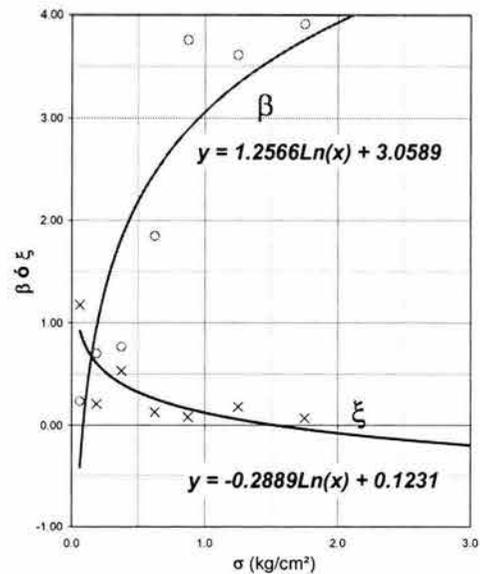
Profundidad = 3.6 a 4.6 m



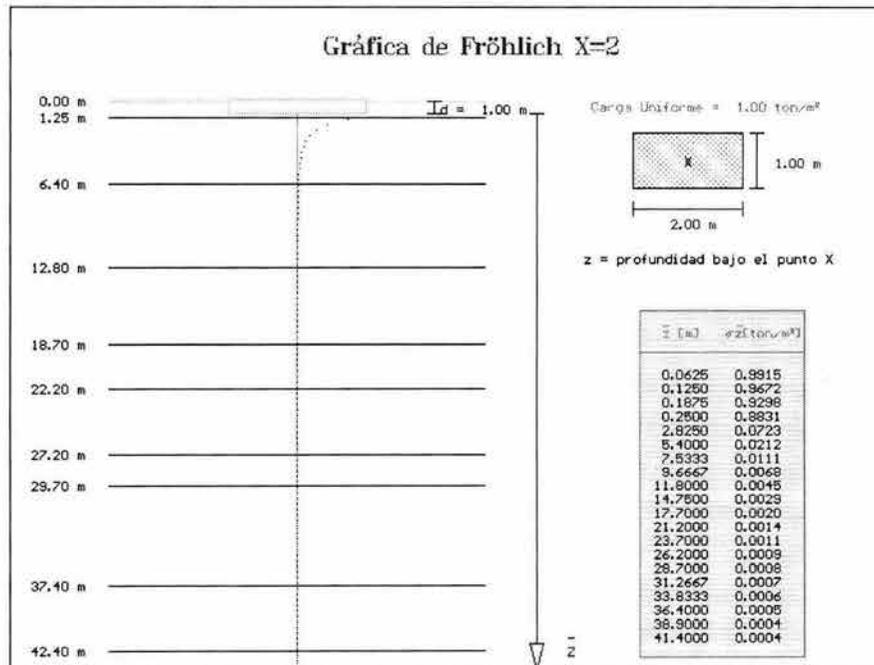
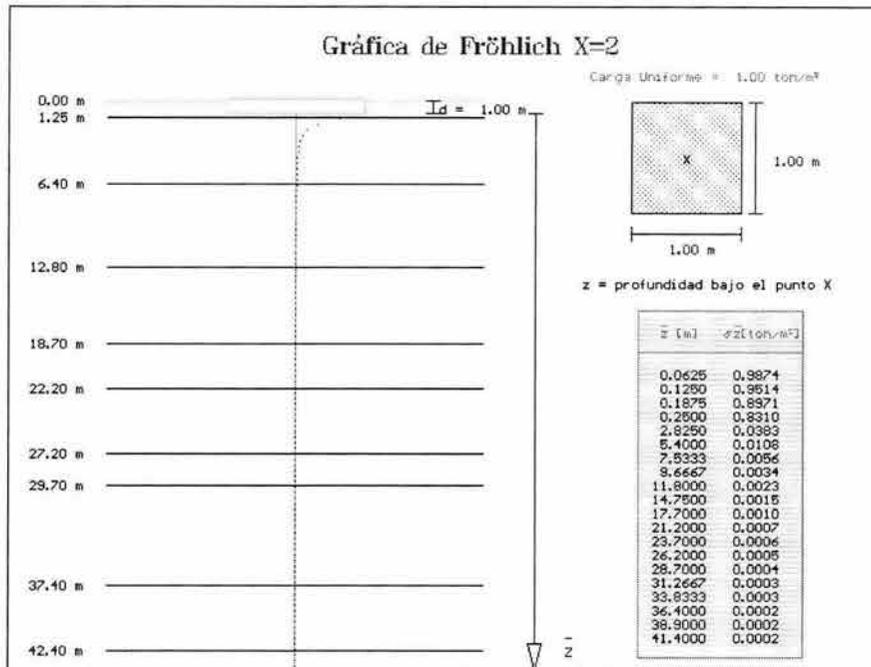
Profundidad = 3.6 a 4.6 m

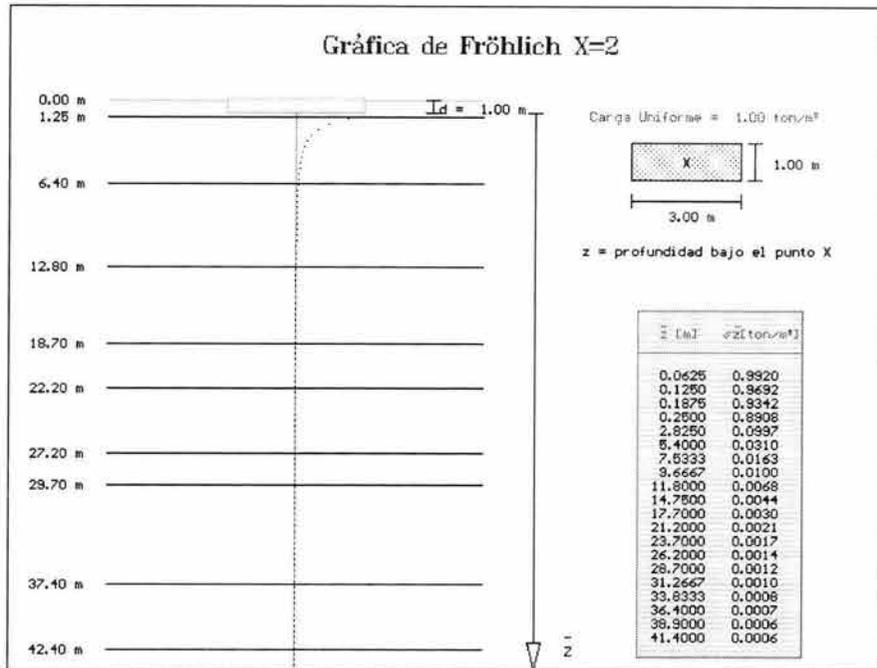


Profundidad = 3.6 a 4.6 m



Con el fin de obtener la distribución de esfuerzos a la profundidad de interés del análisis, se utilizó el programa ANAISE. Se presentan a continuación las gráficas que incluyen las tablas de resultados de los esfuerzos a distintas profundidades para zapatas de ancho B igual a 1.0 m, con profundidad de desplante de 1.0 m y relaciones Largo/Ancho iguales a 1, 2 y 3;





Con esta información se procede a vaciar los datos en la tabla de cálculo para obtener los asentamientos totales, tal como se muestra adelante para losas de cimentación con relaciones Largo/Ancho de 1.0 (ancho B igual a 1.0, 2.0 y 3.0 m) y para un tiempo de seis meses (0.5 años).

Dimensiones = 1.0 x 1.0 m, Carga uniforme = 1.0 t/m². Profundidad de desplante = 1.0 m

| ESTRATO | H | prof. Muestra | SUCS | γ_s | NAF | No. caras de drenaje | L_e | $\Delta\sigma_z$ | $\Delta\sigma_{zm}$ | $\Delta\sigma'_o$ | $\Delta\sigma_{zm} + \Delta\sigma'_o$ |
|---------|------|---------------|-------|------------------|------|----------------------|-------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------------------------|
| No. | (cm) | m | | t/m ² | m | | (cm) | (t/m ²) | (t/m ²) | (t/m ²) | (kg/cm ²) |
| 1 | 125 | 0.13 | SC | 1.08 | 0.35 | 1 | 125 | 1.0000 | 0.9155 | 0.36 | 0.13 |
| 2 | 515 | 3.83 | CH | 1.08 | 0.35 | 2 | 258 | 0.8310 | 0.4209 | 0.66 | 0.11 |
| 3 | 640 | 9.60 | CH | 1.64 | 0.35 | 1 | 640 | 0.0108 | 0.0059 | 6.49 | 0.65 |
| 4 | 590 | 15.75 | CH-CL | 1.83 | 0.35 | 1 | 590 | 0.0010 | 0.0009 | 13.42 | 1.34 |
| 5 | 350 | 20.45 | CH | 1.35 | 0.35 | 1 | 350 | 0.0007 | 0.0006 | 7.51 | 0.75 |
| 6 | 500 | 24.70 | CL | 1.69 | 0.35 | 2 | 250 | 0.0005 | 0.0004 | 17.39 | 1.74 |
| 7 | 250 | 28.45 | SC | 1.76 | 0.35 | 1 | 250 | 0.0004 | 0.0003 | 21.97 | 2.20 |
| 8 | 770 | 33.55 | CL | 1.84 | 0.35 | 2 | 385 | 0.0002 | 0.0002 | 28.53 | 2.85 |
| 9 | 800 | 38.40 | CL | 1.82 | 0.35 | 1 | 800 | 0.0002 | 0.0002 | 31.84 | 3.18 |

Asentamientos $t = 0.5$ años

| mv | Cv | β | ξ | Tv | K_{vpo} | $\Delta\sigma/\sigma_o$ | F(Tv) | α_{com} | δ_{com} |
|-------|-------|---------|-------|------|-----------|-------------------------|-------|---------------------|----------------|
| | | | | | | | | (m ² /t) | (cm) |
| 0.002 | - | - | - | - | 0.20 | 2.78 | 1.00 | 0.00 | 0.03 |
| 0.227 | 0.009 | 0.259 | 0.767 | 2.09 | 0.11 | 1.27 | 1.00 | 0.13 | 10.74 |
| 0.013 | 0.011 | 0.683 | 0.584 | 0.44 | 0.07 | 0.00 | 1.00 | 0.01 | 0.01 |
| 0.010 | 0.008 | 1.544 | 1.751 | 0.37 | 0.33 | 0.00 | 1.00 | 0.01 | 0.00 |
| 0.010 | 0.004 | 0.758 | 1.915 | 0.51 | 0.22 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.013 | 0.002 | 0.445 | 1.771 | 0.42 | 0.11 | 0.00 | 1.00 | 0.01 | 0.00 |
| 0.002 | - | - | - | - | 0.20 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.004 | 0.007 | 0.456 | 0.199 | 0.76 | 0.03 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.002 | 0.001 | 0.700 | 0.628 | 0.04 | 0.01 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

$$\delta_{com} = \underline{\underline{10.78}} \quad \text{cm}$$

Dimensiones = 2.0 x 2.0 m, Carga uniforme = 1.0 t/m². Profundidad de desplante = 1.0 m

| ESTRATO | H | prof. Muestra | SUCS | ys | NAF | No. caras de drenaje | L _e | Δσ _z | Δσ _{zm} | Δσ' _o | Δσ _{zm} +Δσ' _o |
|---------|------|---------------|-------|------------------|------|----------------------|----------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------------------------|
| No. | (cm) | m | | t/m ² | m | | (cm) | (t/m ²) | (t/m ²) | (t/m ²) | (kg/cm ²) |
| 1 | 125 | 0.13 | SC | 1.08 | 0.35 | 1 | 125 | 1.0000 | 0.9757 | 0.36 | 0.13 |
| 2 | 515 | 3.83 | CH | 1.08 | 0.35 | 2 | 258 | 0.9514 | 0.4966 | 0.66 | 0.12 |
| 3 | 640 | 9.60 | CH | 1.64 | 0.35 | 1 | 640 | 0.0418 | 0.0229 | 6.49 | 0.65 |
| 4 | 590 | 15.75 | CH-CL | 1.83 | 0.35 | 1 | 590 | 0.0040 | 0.0034 | 13.42 | 1.34 |
| 5 | 350 | 20.45 | CH | 1.35 | 0.35 | 1 | 350 | 0.0028 | 0.0024 | 7.51 | 0.75 |
| 6 | 500 | 24.70 | CL | 1.69 | 0.35 | 2 | 250 | 0.0019 | 0.0015 | 17.39 | 1.74 |
| 7 | 250 | 28.45 | SC | 1.76 | 0.35 | 1 | 250 | 0.0015 | 0.0011 | 21.97 | 2.20 |
| 8 | 770 | 33.55 | CL | 1.84 | 0.35 | 2 | 385 | 0.0010 | 0.0009 | 28.53 | 2.85 |
| 9 | 800 | 38.40 | CL | 1.82 | 0.35 | 1 | 800 | 0.0007 | 0.0007 | 31.84 | 3.18 |

Asentamientos t = 0.5 años

| mv | Cv | β | ξ | Tv | K _{vpo} | Δσ/σ _o | F(T _v) | α _{com} | δ _{com} |
|-------|-------|-------|-------|------|------------------|-------------------|--------------------|---------------------|------------------|
| | | | | | | | | (m ³ /t) | (cm) |
| 0.002 | - | - | - | - | 0.20 | 2.78 | 1.00 | 0.00 | 0.03 |
| 0.222 | 0.009 | 0.344 | 0.747 | 2.06 | 0.14 | 1.45 | 1.00 | 0.13 | 12.37 |
| 0.013 | 0.011 | 0.682 | 0.583 | 0.44 | 0.07 | 0.01 | 1.00 | 0.01 | 0.04 |
| 0.010 | 0.008 | 1.544 | 1.751 | 0.37 | 0.33 | 0.00 | 1.00 | 0.01 | 0.00 |
| 0.010 | 0.004 | 0.758 | 1.914 | 0.51 | 0.22 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.013 | 0.002 | 0.445 | 1.771 | 0.42 | 0.11 | 0.00 | 1.00 | 0.01 | 0.00 |
| 0.002 | - | - | - | - | 0.20 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.004 | 0.007 | 0.456 | 0.199 | 0.76 | 0.03 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.002 | 0.001 | 0.700 | 0.628 | 0.04 | 0.01 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

$$\delta_{com} = 12.44 \text{ cm}$$

Dimensiones = 3.0 x 3.0 m, Carga uniforme = 1.0 t/m². Profundidad de desplante = 1.0 m

| ESTRATO | H | prof. Muestra | SUCS | γ_s | NAF | No. caras de drenaje | L_e | $\Delta\sigma_z$ | $\Delta\sigma_{zm}$ | $\Delta\sigma'_o$ | $\Delta\sigma_{zm} + \Delta\sigma'_o$ |
|---------|------|---------------|-------|------------------|------|----------------------|-------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------------------------|
| No | (cm) | m | | t/m ² | m | | (cm) | (t/m ²) | (t/m ²) | (t/m ²) | (kg/cm ²) |
| 1 | 125 | 0.13 | SC | 1.08 | 0.35 | 1 | 125 | 1.0000 | 0.9889 | 0.36 | 0.13 |
| 2 | 515 | 3.83 | CH | 1.08 | 0.35 | 2 | 258 | 0.9778 | 0.5335 | 0.66 | 0.12 |
| 3 | 640 | 9.60 | CH | 1.64 | 0.35 | 1 | 640 | 0.0891 | 0.0491 | 6.49 | 0.65 |
| 4 | 590 | 15.75 | CH-CL | 1.83 | 0.35 | 1 | 590 | 0.0091 | 0.0077 | 13.42 | 1.34 |
| 5 | 350 | 20.45 | CH | 1.35 | 0.35 | 1 | 350 | 0.0063 | 0.0053 | 7.51 | 0.75 |
| 6 | 500 | 24.70 | CL | 1.69 | 0.35 | 2 | 250 | 0.0042 | 0.0032 | 17.39 | 1.74 |
| 7 | 250 | 28.45 | SC | 1.76 | 0.35 | 1 | 250 | 0.0035 | 0.0026 | 21.97 | 2.20 |
| 8 | 770 | 33.55 | CL | 1.84 | 0.35 | 2 | 385 | 0.0022 | 0.0020 | 28.53 | 2.85 |
| 9 | 800 | 38.40 | CL | 1.82 | 0.35 | 1 | 800 | 0.0017 | 0.0017 | 31.84 | 3.18 |

Asentamientos $t = 0.5$ años

| mv | Cv | β | ξ | Tv | K_{vpo} | $\Delta\sigma/\sigma_o$ | F(Tv) | α_{com} | δ_{com} |
|-------|-------|---------|-------|------|-----------|-------------------------|-------|---------------------|----------------|
| | | | | | | | | (m ³ /t) | (cm) |
| 0.002 | - | - | - | - | 0.20 | 3 | 1.00 | 0.00 | 0.03 |
| 0.219 | 0.009 | 0.383 | 0.738 | 2.05 | 0.15 | 1.49 | 1.00 | 0.13 | 12.73 |
| 0.013 | 0.011 | 0.682 | 0.581 | 0.44 | 0.07 | 0.01 | 1.00 | 0.01 | 0.08 |
| 0.010 | 0.008 | 1.544 | 1.751 | 0.37 | 0.33 | 0.00 | 1.00 | 0.01 | 0.01 |
| 0.010 | 0.004 | 0.758 | 1.914 | 0.51 | 0.22 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.013 | 0.002 | 0.445 | 1.771 | 0.42 | 0.11 | 0.00 | 1.00 | 0.01 | 0.00 |
| 0.002 | - | - | - | - | 0.20 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.004 | 0.007 | 0.456 | 0.199 | 0.76 | 0.03 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.002 | 0.001 | 0.700 | 0.628 | 0.04 | 0.01 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

$$\delta_{com} = 12.85 \text{ cm}$$

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1. Abrahamson, N and Silva, W.
Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes
Seism. Res. Lett., 68, 94-127. 1997

2. American Society of Civil Engineering
Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998
NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils
Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 10, Oct.
2001.

3. American Society of Civil Engineering
"Definition of terms related to liquefaction
J. Geotech. Engrg. Div. Marcuson, W, 1978

4. American Society of Civil Engineering
"Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential
J. Geotech. Engrg. Div., Seed e Idriss (1971)

5. Angeles-Aquinio, F. J., Reyes-Nuñez, J., Quezada-Muñetón, J. M., and Meneses-
Rocha, J.
Tectonic evolution, structural styles, and oil habitat in Campeche Sound, Mexico
Transactions of the Gulf Coastal Association of Geological Societies, XLIV. 1994

6. Antoine, J. W., and Pyle, T. E.
Crustal studies in the Gulf of Mexico
Tectonophysics, 10, 477-494, 1970

7. Bowles Joseph E.
Foundation Analysis and Design
Mc Graw – Hill Book Company, 1977

8. Braja M. Das
SOIL MECHANICS LABORATORY MANUAL
Fourth Edition, Department of civil Engineering and Mechanics Southern Illinois
University at Carbondale, Copyright 1992, Engineering Press, Inc.

9. Camargo-Zanoguera, A.
Aplicación de la gravimetría y magnetometría a la exploración petrolera de las
plataformas continentales mexicanas
Boletín de la Asociación Mexicana de Geólogos Petroleros. 1980

10. Comisión Federal de Electricidad México
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
Geotecnia Tomo B.2.4, Cimentaciones en suelos, 1981.

11. Comisión Federal de Electricidad México
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
Diseño por Sismo, 1994

12. Comisión Federal de Electricidad México

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

Diseño por Viento, 1994

13. Dewey, J.W. and Suarez, G., "Seismotectonics of middle America, Neotectonics of North America, Boulder, Colorado"
Geol. Soc. Am., Decade Map, V. 1, 309-321, 1991

 14. Engdahl, E.R., R. D. Van der Hilst, and R.P. Buland
Global teleseismic earthquake relocation with improved travel times and procedures for depth determination
Bull. Seism. Soc. Am., 88, 722-743, 1998.

 15. Feng, J., Bufler, R. T., and Kominz, M. A.,
Laramide orogenic influence on late Mesozoic-Cenozoic subsidence history, western deep Gulf of Mexico basin
GEOLOGY, 22, 359-362. 1994

 16. Figueroa, J.
El macrosismo de Jáltipan. 1. Sismología
Ingeniería, July, 357-362. 1964.

 17. Figueroa, J.
Catálogo de sismos ocurridos en la república mexicana
Reporte 272, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 88p. 1970

 18. Frohlich, C.
Seismicity of the central Gulf of Mexico
Geology, 10, 103-106. 1982

 19. Gobierno Municipal de Minatitlán,
Plan Municipal de desarrollo de Minatitlán 2000-2004

 20. Hardin, G.
Notes on Cenozoic sedimentation in the Gulf Coastal geosyncline, USA, in Geology of the Gulf Coast and Central Texas and guidebook of excursions, Huston, Texas, Huston Geol. Soc., 1-153. 1962,

 21. Instituto de Ingeniería UNAM
Estudio de Ingeniería geotécnica para el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México en el Ex Lago de Texcoco y Zapotlán de Juárez
Informe Técnico, Anexos A-I, A-II, A-III, A-IV, A-VI, A-VII, A-VIII, A-IX y A-X, México 2002.

 22. Instituto Mexicano del Petróleo-Ingenieros Especialistas en Cimentaciones S. C.
Informe General 1º etapa Reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas, Minatitlán, Ver.
Tomos 1, 2, 3, 4 y 5

 23. Instituto Mexicano del Petróleo-Ingenieros Especialistas en Cimentaciones S. C.
Informe General 1º etapa Reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas, Minatitlán, Ver.
Volumen 1, Revisión 1, Septiembre 2001.
-

24. Instituto Mexicano del Petróleo - Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (CFE)
Informe General 3º etapa Reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas,
Minatitlán, Ver.
Informe No. 02-82-SGM/S Rev 02
Ing. G. Cesar Dumas González (elaboro)
Ing. José Francisco Fernández R. (reviso)
25. Juárez Badillo, Rico Rodríguez
Mecánica De Suelos
Tomo 1 y 2. Limusa 1996
26. Kelleher, J. and McCann, W
Buoyant zones, great earthquakes, and unstable boundaries of subduction, J.
Geophys. Res., 1976
27. Keller, G.R., and Shurbert, D.H.
Crustal Structure of the Texas Gulf Coastal Plain
Geol. Soc. America Bull., 86, 807-810. Febrero 2002-38, 1975
28. Kostoglodov, V. and J.F. Pacheco
Cien años de sismicidad en México
Mapa, Instituto de Geofísica, UNAM, 1999.
29. Marsal, R.
Behavior of a sandy uniform soil during the Jáltipan earthquake, Mexico
Proc. V Intern. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., V. 1, 229-233. 1961
30. Molnar, P. and Sykes, L.R.
Tectonics of the Caribbean and middle America regions from focal mechanisms and
seismicity
Geological American Society Bulletin, 93, 514-523. 1969.
31. Ordaz, M., Arboleda, J. and Singh, S.K., 1995.
A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground
motions from future large earthquakes
Bull. Seism. Soc. Am., 85, 1635-1647.
32. Ordaz, M., Jara, J.M., and Singh, S.K., 1989.
Riesgo sísmico y espectro de diseño en el estado de Guerrero
Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional
de Ingeniería Estructural, Acapulco, México, D40-D56.
33. Ortega-Gutiérrez F., Mitre-Salazar, L. M., Roldan-Quintana, J., Sánchez-Rubio, G., de
la Fuente, M
North American continent-ocean transect program.
Transect H-3: Acapulco trench to the Gulf of Mexico across Southern Mexico.
34. Ramírez Ramírez Axel;
Métodos de mejoramiento vibratorios para mitigar los efectos de licuación
Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), DEPI, UNAM, México 2002.
35. Reséndiz, D., 1964.
El macrosismo de Jáltipan. 2. Suelos

- Ingeniería, July, 362-379.
-
36. Rodríguez Rebolledo Juan Félix
Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos
Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), DEPI, UNAM, México 2001.
-
37. Rosenblueth, E., 1964.
El macrosismo de Jáltipan. Introducción
Ingeniería, July, 357.
-
38. Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sanchez Sesma, F.F. and Singh, S.K., 1989.
Design spectra for México's Federal District
Earthquake Spectra 5, 273-1992.
-
39. Santoyo Enrique, Riquing Lin Xue, Ovando Efraín
El cono en la exploración geotécnica"
TGC geotécnica S.A. México D.F. 1989.
-
40. Seed H. B. e Idriss I. M.
Ground Motions and Soil Liquefaction during earthquake
Earthquake Engineering Research Institute Monograph Series, 1982
-
41. Seed H. B. I. Idris
Evaluation of liquefaction potential using field performance data
Journal Geotechnical Engineering Division, Vol. 109 No. 3, 1983
-
42. Shapiro N. et al,
Seismic Wave Propagation Across the Gulf Coastal Plain of Veracruz, Tabasco and Campeche (Mexico): Crustal Structure, Lg Blockage, and Seismic-Wave Amplification
Reporte Interno del Instituto de Geofísica, UNAM. 1998,
-
43. Shapiro N. et al, 1998
Seismic Wave Propagation Across the Gulf Coastal Plain of Veracruz, Tabasco and Campeche (Mexico): Crustal Structure, Lg Blockage, and Seismic-Wave Amplification
Reporte Interno del Instituto de Geofísica, UNAM.
-
44. Singh, S.K., Ponce, L. and Nishenko, S.P, 1985a,
The great Jalisco, México Earthquake of 1932: Subduction of the River Plate.
Bulletin of Seismic Society of America. No. 75.
-
45. Singh S.K., Suarez, G. and Dominguez, T., 1985b.
The Oaxaca, Mexico Earthquake of 1932: Lithospheric Normal Faulting in the Subducted Cocos Plate
Nature, No. 317.
-
46. Singh, S.K., Rodríguez, M. and Esteva, L., 1983.
Statistics of small earthquakes and frequency of occurrence of large earthquakes along the Mexican subduction zone,
Bull. Seism. Soc. Am. 73, 1779-1796.
-
47. Singh, S.K., Ordaz, M., Anderson, J.G., Rodríguez, M., Quaas, R., Mena, E., Ottaviani, M. and Almora, D., 1989.
Analysis of near source strong motion recordings along the Mexican subduction zone
Bull. Seism. Soc. Am. 79, 1697-1717.
-

-
48. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
Manual de Construcción Geotécnica
Tomo I y II, México 2002.
-
49. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
V Reunión Nacional
Tomo I, México 1970.
-
50. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en la región de Minatitlán-Coatzacoalcos y Pajaritos, Ver.
Vieitez L., Soto E., Mosqueda A. 5ª Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, DF. 1970.
-
51. Stamatoopoulos Aris C.; Kotzias Panaghiotis C.
Mejoramiento de suelos por precarga
Noriega Limusa, México 1990.
-
52. Suárez, G. and Ponce, L., 1986.
Intraplate seismicity and crustal deformation in central Mexico (abs.), EOS,
Trans. Am. Geophys. Union, 67, 1114..Febrero 2002 39
-
53. Suarez, G. and Singh, S.K., 1986.
Tectonic interpretation of the trans-Mexican volcanic belt - discussion
Tectonophysics, 127, 155-160.
-
54. Suter M., 1991.
State of stress and active deformation in Mexico and western Central America, in
Slemmons, D.B., Engdahl, E.R., Zoback, M.D., and Blackwell, D.D. Neotectonics of
North America, Boulder, Colorado
Geol. Soc. Am., Decade Map, V. 1, 401-421.
-
55. Terzaghi Karl; Peck Ralph B.; Mesri Gholamreza
Soil Mechanics in Engineering Practice
Wiley-Interscience Publication
-
56. Terzaghi Karl
Theoretical Soil Mechanics
John Wiley and Sons, Inc. (1943)
-
57. Umaña R., J. L.; Zea C.,C.; Rivera C., R.
Herramienta de computo para la enseñanza de la Mecánica de Suelos: Determinación
de parámetros de consolidación.
1er. Congreso Panamericano de profesores de Mecánica de Suelos, Ecuador.
-
58. Umaña R., J. L.; Rivera C., R.; Zea C.,C.
Programa de computo para la enseñanza del problema de interacción suelo-
cimentación de la materia de cimentaciones.
1er. Congreso Panamericano de profesores de Mecánica de Suelos, Ecuador.
-
59. Virrato Da Silva Pérez
MINATITLAN DE AYER
Publicación Independiente, Raúl Salinas Aragón, Minatitlán, Ver. México 1993.
-

-
60. Zeevaert Leonardo
Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions
Van Nostrand Reinhold Company, 1973
-
61. Zuñiga, R, 1997,
Historia instrumental de sismos registrados en el pasado
Reporte, Instituto de Geofísica, UNAM.
-